

I ASPECTOS GENERALES

1.1. Introducción

El departamento de Tarija se encuentra en un crecimiento importante en su población, tanto en el área urbana como en el área rural, aumentando las necesidades de las personas en salud, infraestructura y educación, esto conllevó a un aumento significativo de población en consecuencia en los últimos años se ha incrementado considerablemente el índice de analfabetismo debido a la falta o insuficiencia de colegios y/o centros educativos en la comunidad o comunidades aledañas.

1.2. Nombre del Proyecto.

Diseño Estructural Núcleo educativo Emborozú Modulo I

1.2.1.- Ubicación Geográfica

El Departamento de Tarija está ubicado al sur de la República de Bolivia; limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República Argentina, al este con la República de Paraguay y al oeste con los Departamentos de Chuquisaca y Potosí. La capital del Departamento es la ciudad de Tarija (1866 m.s.n.m) ubicada en la Provincia Cercado, entre los 21°32'00" de latitud sur y los 64°47'00" de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

El municipio de Padcaya, Primera Sección de la Provincia Arce, se encuentra localizado en la parte sur del departamento de Tarija, aproximadamente a unos 51 Km. La situación astronómica refiere paralelos 22°35'51" y 21°46'08" de latitud sur; entre los meridianos 65°05'35" y 64°04'39" de longitud oeste. Padcaya, limita al norte con la provincia Avilés y Cercado, al sur con el Municipio de Bermejo (Segunda Sección de la Provincia Arce) y la República Argentina, al este con la Provincia O'Connor y Gran Chaco y al oeste con la Provincia Avilés. La extensión territorial del Municipio de Padcaya, según datos manejados por el Gobierno Municipal, es de 4.225.17km representando aproximadamente el 81% del territorio provincial y 12% del territorio departamental.

1.2.2.- Ubicación Del Proyecto

País:	Bolivia
Departamento:	Tarija
Provincia:	Arce
Sección:	Primera
Municipio	Padcaya
Comunidad de Estudio:	Emborozú.

1.3. Características de la Zona de Estudio

1.3.1.-Población de la Zona de Estudio

En el cuadro 1.1 se demuestra los distritos de Padcaya, referenciados por sexo e índice de masculinidad (Dato del Censo 2001 INE)

Cuadro 1.1: Población por Distritos "Municipio de Padcaya"

Distritos	Población Total	Hombres	Mujeres
1	2538	1228	1310
2	1354	714	640
3	2678	1256	1422
4	2596	1278	1318
5	559	298	261
6	1576	855	721
7	1319	694	625
8	1466	764	702
9	1135	664	471
10	783	492	291
11	1549	908	641
12	836	483	353
13	871	440	431
TOTALES	19260	10074	9186

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

Cuadro 1.2: Población de la Comunidad De Emborozú

DESCRIPCIÓN	POBLACION	HOMBRES	MUJERES	Nro. DE VIVIENDAS	AREA
COMUNIDAD EMBOROZÚ	526	298	228	138	Rural

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

1.3.2.-Servicios Básicos Existentes

1.3.2.1.- Agua

De manera general el cuadro 1.3 muestra los accesos de agua con los que cuenta la comunidad.

Cuadro 1.3: Acceso al servicio de agua

Comunidad	Total de viviendas	N° de Viviendas			Porcentaje de Viviendas %		
		Sin Respuesta	Río/ Vertiente /acequia	cañería de red	Sin Respuesta	Río/ Vertiente /acequia	cañería de red
Emborozú	130	19	29	82	15	22	63

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

La interpretación del cuadro anterior muestra que el 63% del total de la población, tiene acceso al por cañería y el resto de la población, el 37%, accede al agua de fuentes naturales como: los ríos, vertiente, lagos, lagunas, etc.

1.3.2.2.- Alcantarillado

Cuadro 1.4: Tenencia de alcantarillado

UBICACIÓN	TOTAL	Tiene Baño	Baño usado por un solo hogar	Baño compartido con otros hogares	No Tiene Baño	Sin Respuesta
EMBOROZÚ	130	74	54	20	37	19
EMBOROZÚ %	100	57	42	15	28	15

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

Cabe señalar que la comunidad no cuenta con alcantarillado sanitario. En el CENSO Nacional de Población y Vivienda 2001 realizado por el Instituto Nacional de Estadística se recopiló la información mostrada en el Cuadro N° 1.4 ,

en el cual muestra el modo de disposición de aguas servidas en las viviendas de la zona de estudio del Proyecto.

1.3.2.3.- Electricidad

Cuadro 1.5: Uso de la energía eléctrica

UBICACIÓN	ÁREA	TOTAL	Si usa energía eléctrica	No usa energía eléctrica	Sin Respuesta
EMBOROZÚ	TOTAL	130	4	107	19

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

Como se muestra en el cuadro 1.5 la gran mayoría de la población de Emborozú, no cuenta con el servicio de energía eléctrica en sus viviendas, mientras que algunas familias cuentan con este servicio.

1.3.2.4.- Educación

De manera general, el Distrito Escolar de Padcaya cuenta con 10 núcleos, conformados por 81 establecimientos o unidades educativas. Existen ahora 5 unidades que brindan servicios educativos hasta el nivel secundario, los cuales se encuentran ubicados en las comunidades de: Padcaya, Rosillas, Cañas, la Mamora y Río Negro, que se integraron recién a este nivel en los últimos años.

La tasa de analfabetismo es de aproximadamente el 24%, porcentaje superior a la tasa promedio departamental que es del 14%. Pero además, cabe detallar los siguientes aspectos, de la comunidad donde se realizara el proyecto.

- La tasa de analfabetismo en el distrito 9 “El Badén” está entre 4 – 8 (%).

Cuadro 1.6: Población que Sabe y no Sabe Leer y Escribir

Comunidad	ÁREA	SEXO	EDAD	TOTAL	Si Sabe Leer y Escribir	No Sabe Leer y Escribir	Sin Respuesta
Emborozú	Hombres	TOTAL	261	103	99	4	158
	Mujeres	TOTAL	203	84	83	1	119

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (Censo 2001)

1.4. Identificación del Problema

De acuerdo a los datos estadísticos obtenidos en la encuesta realizada por el INE en 2001, se puede advertir en general que, las comunidades en la primera sección de la provincia Arce, se hallan sumidas en la pobreza con la consecuente afectación en la calidad de vida de los pobladores. La falta de oportunidades para tener mayor y mejor instrucción; hace que la población, sobre todo joven, emigre a las ciudades principales del departamento y del País, en busca de mejores y nuevas oportunidades que no siempre se dan en las grandes ciudades. El problema en si es la deserción y emigración estudiantil de la comunidad de Emborozú y comunidades vecinas del distrito N°9 de la Provincia Arce, debido a diferentes factores como es el crecimiento de la población, además de la falta de recursos económicos de los comunarios para enviar a sus hijos a que culminen sus estudios a otros centros educativos a donde generalmente se trasladan. Ninguna comunidad cuentan con establecimiento a nivel medio, y esta situación obliga a que la población en edad colegial busque la oportunidad en otros distritos o no culmine el bachillerato.

1.5. Justificación del Proyecto

El crecimiento de la población en la comunidad de Emborozú y sus alrededores, registrado en los últimos años, debe ir acompañado necesariamente a una proyección de infraestructura en educación, es decir sea acorde al incremento poblacional. Actualmente la zona de Emborozú, no existe un centro educativo para la educación secundaria, lo cual conlleva a que los alumnos no concluyan sus estudios hasta el bachillerato. Con este fin, se propone la construcción de un colegio secundario en la comunidad de Emborozú, que satisfaga las necesidades de esta población y sus alrededores, posibilitando de esta manera, el acceso a mejores condiciones de educación; la disminución de la deserción escolar, y como fin último al desarrollo personal de los estudiantes, disminuyendo el nivel de analfabetismo y se dé mayor oportunidad a los estudiantes para continuar sus estudios en universidades u otros institutos técnicos a nivel superior.

1.5.1.- Razones Sociales

Se contribuirá en la solución del problema fundamental de educación secundaria, brindando a la comunidad condiciones favorables de asistencia regular y conclusión de la

formación educativa, ya que el centro de enseñanza se ubicará en un lugar estratégico cercano a las viviendas de los pobladores. Se dará solución a la demanda de la población y la exigencia del derecho a la educación, se incrementará el número de estudiantes asistentes con regularidad, incentivando de manera indirecta y brindando la oportunidad de que los estudiantes se sientan capaces de continuar con estudios de formación profesional en casas superiores de estudio de su conveniencia.

1.5.2.- Razones Económicas

La comunidad tendrá mayor movimiento económico con las actividades que desarrolle el Centro Educativo, puesto que con su funcionamiento, se aumentará el número de maestros y personal administrativo, generando con esto fuentes de trabajo, tanto para los comunarios como para los maestros rurales.

Además será un proyecto que genere fuentes de trabajo en la etapa de ejecución y su etapa de operación.

1.5.3.- Razones Técnicas

De acuerdo a las exigencias pedagógicas, existen normas establecidas en cuanto al diseño, cobertura, etc. que las unidades educativas deben cumplir para brindar un mayor aprovechamiento y rendimiento por parte de los alumnos.

A nivel técnico medios los estudiantes del colegio, egresarán con conocimientos básicos para la actividad carpintería, confección y plomería.

1.6. Objetivos

1.6.1.- Objetivo General

Realizar el diseño estructural Diseño Estructural Núcleo educativo Emborozú Módulo I aplicando las normas CBH- 87 Y LRFD, con el fin de obtener una estructura eficiente durante el periodo de vida útil de la infraestructura.

1.6.2.- Objetivo Específico.

- Diseñar una infraestructura adecuada, que cuente con todos los ambientes necesarios, la cual cumpla con las condiciones adecuadas de prestar un servicio continuo, confiable y seguro a la población estudiantil.
- Elaborar el cálculo estructural, para que sea un ambiente agradable a la vista, cómodo y sobre todo seguro aplicando las normas CBH- 87 Y LRFD.
- Realizar el diseño de los diferentes elementos estructurales en base al código CBH- 87 Y LRFD y también aplicar los criterios aprendidos durante la formación académica.
- Dar todas las Condiciones de confort y oportunidad al estudiante, al tiempo de mejorar la calidad de la educación.
- Diseño estructural del edificio mediante la aplicación de la mejor alternativa.

II MARCO TEÓRICO:

2.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los elementos estructurales y su metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) y para el cálculo y diseño de la estructura de sustentación de la cubierta se utilizará LRFD (Diseño en acero por Factores Carga y Resistencia), dichas normativa que son guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas, si bien más segura, económica y que se adecua a las condiciones del país.

2.2. Hormigón Armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción; por lo que resulta inadecuado en piezas que sea solicitada a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa, disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones. El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene.

2.2.1. Características del Hormigón

Las especificaciones técnicas, son el punto de partida para el diseño de los hormigones. Entre las propiedades más importantes que deben considerarse se tiene:

Resistencia a la compresión

- Trabajabilidad del hormigón fresco
- Velocidad de Fraguado
- Peso Específico

2.2.1.1. Resistencia Característica del Hormigón

La resistencia característica de proyecto f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociado en este Código a un nivel de confianza del 95 %; se denomina también, resistencia especificada.

2.2.1.2. Resistencias de Cálculo del Hormigón

Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción f_{ctd}), al valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c , que adopta los valores indicados en el Cuadro N° 2.6

2.2.1.3. Módulo de Deformación Longitudinal del Hormigón

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_0 del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ε), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_0 = 6640 \sqrt{f_j} \text{ : en MPa} \quad E_0 = 21000 \sqrt{f_j} \text{ : en kgf / cm}^2$$

Donde:

f_j = resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad y debe expresarse en kgf/cm^2 o en MPa, según corresponda.

2.2.1.4. Retracción

Si el hormigón no está en un ambiente permanentemente húmedo, va perdiendo agua capilar lo que produce cambio de volumen lo cual origina una contracción de menisco que obliga a que los granos de áridos se aproxime entre si causando la retracción. En general, como valor de la retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0,25 mm por metro¹.

Se puede prescindir de la retracción cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en suelos húmedos.

¹ Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado, capítulo 5.1.7

Para una evaluación más precisa del valor de la retracción, habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial; el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

Para una evaluación más precisa del valor de la retracción, habría que tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno. Por lo tanto para la determinación del valor de la retracción se pueden seguir las siguientes fórmulas empíricas:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 \cdot \beta_t \quad e = \alpha \cdot \frac{2 \cdot A}{\mu} \quad \varepsilon_2 = 0.70 \cdot \frac{e + 16}{e + 18} \quad \varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_t}{1 + \eta \cdot \rho}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

ε_t = Retracción del hormigón en masa.

ε_{st} = Retracción del hormigón armado.

ε_1 = Coeficiente que depende del medio ambiente donde va a ser ejecutada la obra.

(Se obtiene del Cuadro N° 2.1)

ε_2 = Coeficiente que depende del espesor ficticio.

β_t = Coeficiente que depende de la evolución de la retracción con el pasar del tiempo. (Se obtiene de la Figura N° 2.1)

μ = Perímetro de lo que está expuesto al medio ambiente.

A = Área de la sección transversal de la pieza.

As = Área de acero

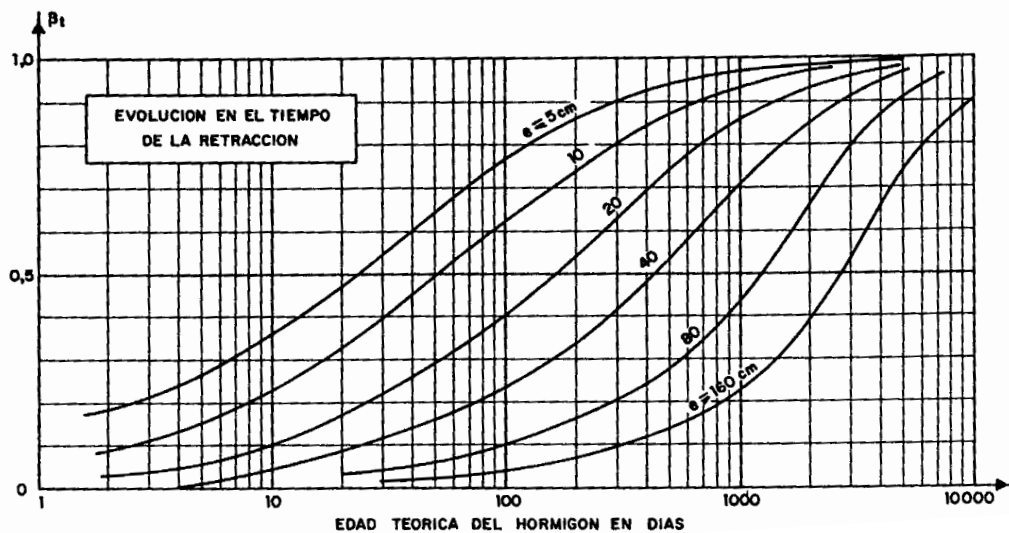
Ac = Área de concreto

Cuadro N° 2.1.: Valor Medio ϵ_1 de la Retracción y Valor del Coeficiente α

Ambiente	Humedad relative aproximada	ϵ_1	α
En el agua	100 por100	+10 x10-5	30
En atmósfera muy húmeda	90 por100	-13 x 10-5	5
En ambiente medio	70 por100	-32 x 10-5	1.5
En atmósfera seca	40 por100	-52 x 10-5	1.0

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Figura N° 2.1: Evolución en el Tiempo de la Retracción



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.2.1.5. Fluencia

De un modo simplificado, se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas que dependen de la tensión.

Para determinar con más precisión la fluencia del hormigón se toman en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la edad del hormigón en el momento de su entrada en carga, y naturalmente, el tiempo transcurrido desde ese momento; lo que marca la duración del fenómeno. La deformación total del hormigón ϵ_{ct} es la suma de la deformación elástica instantánea ϵ_{ci} más la deformación de fluencia ϵ_{ctI} . Para determinar la fluencia del hormigón se pueden seguir las siguientes fórmulas empíricas:

$$\epsilon_{ct} = \frac{\sigma_0}{E_0} \cdot (1 + \phi) \qquad \phi = 0.40 \cdot \beta_{t-j} + \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot (\beta_t - \beta_j)$$
$$\phi = 1.12 \cdot \frac{e + 31}{e + 17} \qquad e = \alpha \cdot \frac{2 \cdot A}{\mu}$$

Donde:

ϵ_{ct} = Deformación por fluencia de un elemento de hormigón armado.

ϕ = Coeficiente de evolución de la fluencia en el tiempo.

ϕ_1 = Coeficiente que depende del medio ambiente. (Se obtiene del Cuadro 2.2.)

ϕ_2 = Coeficiente que depende del espesor ficticio e .

$\beta_t \beta_j$ = Coeficientes que reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida. (Se obtienen de la Figura N° 2.2)

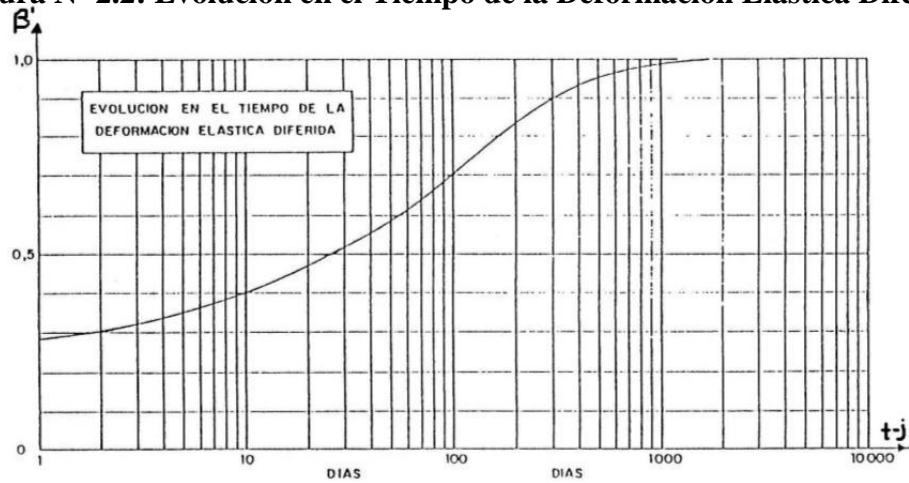
β_{t-j} = Coeficiente que refleja la variación de la deformación elástica diferida, en función de la duración $t-j$ en días, del efecto de la fluencia. (Se obtienen de la Figura N° 2.3.)

Cuadro N° 2.2.: Valor Básico ϕ_1 de la Fluencia y Valor del Coeficiente α

Ambiente	Humedad relativa aproximada	ϕ_1	α
En el agua	100 por100	0.8	30
En atmósfera muy húmeda	90 por100	1.0	5
En ambiente medio	70 por100	2.0	1.5
En atmósfera seca	40 por100	3.0	1.0

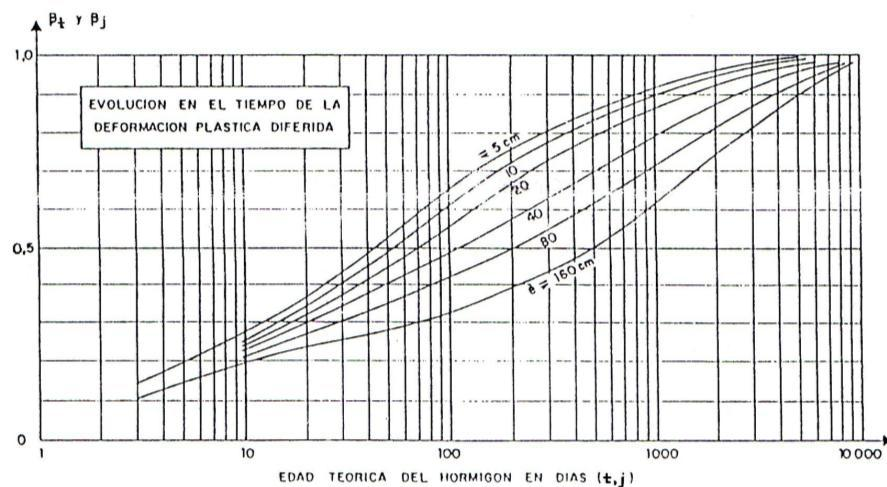
FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Figura N° 2.2: Evolución en el Tiempo de la Deformación Elástica Diferida



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Figura N° 2.3: Evolución en el Tiempo de la Deformación Plástica Diferida



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.2.2. Características del Acero

2.2.2.1. Resistencia Característica del Acero

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0.2% $f_{0.2}$).

2.2.2.2. Resistencia de Cálculo del Acero

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{yk} = resistencia característica del acero

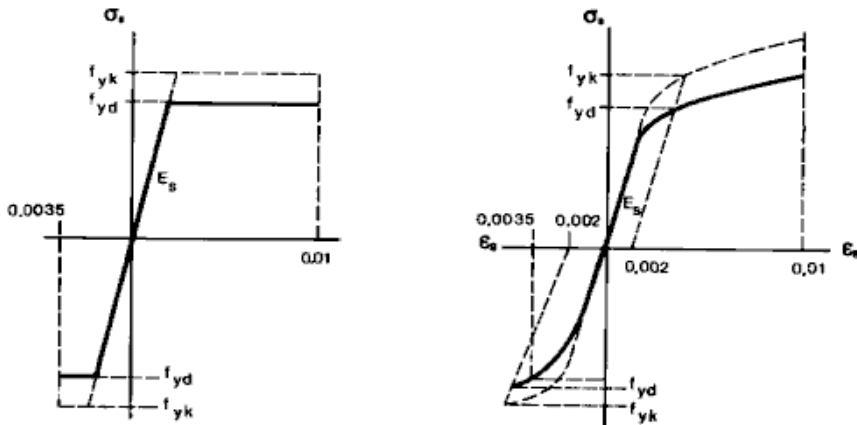
γ_s = coeficiente de minoración, definido en el Cuadro N° 2.6.

Nota: La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

2.2.2.3. Diagramas de Cálculo Tensión-Deformación

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón $1/\gamma_s$. (Véase Figura N° 2.4.)

Figura N° 2.4.: Diagramas de Cálculo Tensión Deformación del Acero



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.2.2.4. Módulo de Deformación Longitudinal

Para todas las armaduras tratadas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s=210000\text{Mpa}$$

2.2.3. Adherencia de las Armaduras

La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura a lo largo de toda la longitud de ésta, y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos¹. Si no existiese la adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al fisurarse este, sobrevendría bruscamente la rotura. Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia τ_b , producida por el esfuerzo cortante de cálculo V_d , en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia, definida en la Norma Boliviana del Hormigón Armado y para zapatas².

2.2.4. Colocación de las Armaduras

2.2.4.1. Distancia Entre Barras de Armaduras Principales

La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que “La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza, de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos”.

2.2.4.2. Distancia a los Paramentos

El recubrimiento geométrico de una barra es la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. Su objetivo es el de proteger las armaduras, ya sea de la corrosión, como de la posible acción del fuego.

Se recomienda a continuación unas limitaciones de recubrimientos:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a su diámetro o a los 6/5 del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.

En el Cuadro N° 2.4. Se recomiendan los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Cuadro N° 2.3.: Recubrimientos Mínimos

Para lozas y paredes en el interior de los edificios	1 cm
Para lozas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.2.4.3. Anclajes de las Armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste. La longitud de anclaje de una armadura, es función: de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Existen muchas formas para calcular la longitud de anclaje, como ser: por prolongación recta, por gancho o patilla, por armaduras transversales soldadas, por dispositivos especiales. Se usarán las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$l_{b1} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}}$$

Donde:

l_{b1} = Longitud de anclaje mínima necesaria para la transmisión de esfuerzos al hormigón.

ϕ = Diámetro de la armadura de acero.

f_{yd} = Resistencia de cálculo de la armadura.

τ_{bu} = Tensión de adherencia última del hormigón

Para aceros lisos:

$$\tau_{bu} = 0.90 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_{bu} = 0.28 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot (\text{Mpa})$$

Para aceros corrugados:

$$\tau_{bu} = 0.90 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_{bu} = 0.40 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \cdot (\text{Mpa})$$

Dónde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

Para el cálculo de la longitud de anclaje cuando la armadura real es mayor que la necesaria, se utiliza la siguiente fórmula:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd} \cdot A_{s\text{calc}}}{4 \cdot \tau_{bu} \cdot A_{s\text{real}}} \quad l_b \geq \begin{pmatrix} 0.30 \cdot l_{b1} \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \cdot \text{cm} \end{pmatrix}$$

En el caso de barras, usadas juntas, los valores del largo de anclaje, deben ser mayorados:

- Para 2 barras juntas, en un 20 %.
- Para 3 barras juntas o más, en un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo, puede ser disminuido en caso de que la armadura termine con un gancho:

Para aceros lisos:

$$l_{b1} = l_b - (5 \cdot \phi) \geq \begin{pmatrix} \frac{l_b}{3} \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \cdot \text{cm} \end{pmatrix}$$

Para aceros corrugados:

$$l_{b1} = l_b - (10 \cdot \phi) \geq \begin{pmatrix} \frac{l_b}{3} \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \cdot \text{cm} \end{pmatrix}$$

2.2.4.4. Empalmes de las Armaduras

Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0,1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura. **Empalmes por Traslapo.-**

Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm, ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal¹.

a) Empalmes sin ganchos:

El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

$$l_v = \psi \cdot l_{b1}$$

¹ Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado, capítulo 9.6

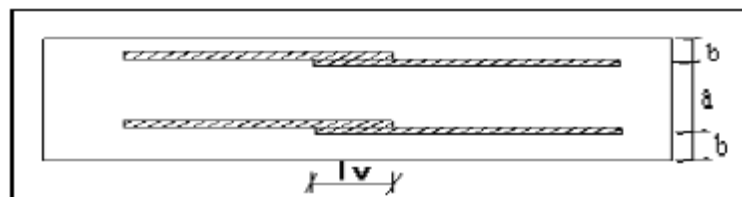
b) Empalmes con ganchos:

$$l_v = (\psi \cdot l_b - 15 \cdot \phi) \geq \begin{pmatrix} 20 \cdot \text{cm} \\ 15 \cdot \phi \\ 0.50 \cdot l_{b1} \end{pmatrix} \quad l_v = (\psi \cdot l_b - 10 \cdot \phi) \geq \begin{pmatrix} 20 \cdot \text{cm} \\ 10 \cdot \phi \\ 0.50 \cdot l_{b1} \end{pmatrix}$$

Determinación del coeficiente Ψ :

- El coeficiente Ψ depende de los siguientes factores:
- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza. (Ver Figura N° 2.5.)

Figura N° 2.5.: Empalme por Traslape



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Cuadro N° 2.4.: Valores del Coeficiente Ψ

Distancia “a”	Distancia “b”	Coeficiente Ψ				
		Porcentaje máximo de barras empalmadas				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 \cdot \emptyset$	$b \leq 5 \cdot \emptyset$	1.2	1.4	1.6	1.8	2
$a > 10 \cdot \emptyset$	$b > 5 \cdot \emptyset$	1	1.1	1.2	1.3	1.4

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.3. Coeficientes de Seguridad.

Para la realización de cálculos para los elementos de hormigón armado, se utilizarán coeficientes de minoración de resistencia de los materiales y coeficientes de mayoración de las cargas y acciones en general.

2.3.1. Estados Límites Últimos

Los coeficientes de minoración de resistencia de los materiales en estados límites últimos, que recomienda la Norma Boliviana del Hormigón, son:

Cuadro N° 2.5.: Coeficientes de Minoración de la Resistencia de los Materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Los coeficientes de mayoración de cargas en estados límites últimos que recomienda la Norma Boliviana del Hormigón, son:

Cuadro N° 2.6.: Coeficientes de Mayoración de Cargas

Coefficientes básicos	Nivel de control y daños previsible		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsible en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.4. Hipótesis de Carga Más Desfavorables

Las distintas comprobaciones a realizar, se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable, es decir, para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

Se utilizarán las siguientes hipótesis de carga:

$$\text{Hipótesis I :} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{Hipótesis II :} \quad 0.90 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.90 \gamma_{fw} \cdot W$$

Donde:

G = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmicas.

W = Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya, son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$, si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,60$, si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$, si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$, si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

En los siguientes cuadros se recomiendan las cargas permanentes y accidentales, en diferentes casos:

Cuadro N° 2.7.: Cargas Permanentes

Materiales		Peso Específico (KN/m3)
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial (Tarija)	0.5
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.5
	Hormigón simple	24
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Asfalto	13
	Vidrio plano	26

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Cuadro N° 2.8.: Cargas Accidentales

Lugar		Carga
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2 KN/m
	Horizontal en el pasamanos	0.80 KN/m
Edificaciones Residenciales	Dormitorios, salas, cocinas Lavamanos, etc.	1.5 - 2 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al publico	4 KN/m ²
	Sin acceso al publico	3.0KN/m ²
Colegios	Sala de clases Otras	3 KN/m ²
	salas	2 KN/m ²
Hospitales		2 - 3.KN/m ²
Terrazas	Sin acceso al publico	2 KN/m ²
	Con acceso al publico	3 KN/m ²

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.4.1. Sobrecarga del Viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$W = C \times P$$

Donde:

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m²).

C = Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión.

Para el proyecto se tomarán los siguientes valores:

$$C1 = + 0,80 \text{ (A barlovento)}$$

$$C2 = - 0,40 \text{ (A sotavento)}$$

P = Presión dinámica del viento (kg/m²).

$$P = \frac{V^2}{16}$$

V = Velocidad del viento (m/s).

Para el proyecto se tomará una velocidad del viento de 75 km/h, aproximadamente 20.83 m/seg.

2.5. Cubierta

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, nieve, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

2.5.1 Cubierta Metálica

Dentro del análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.5.1.1 Diseño de miembros en Tensión

“El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada, la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debido a los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse un perfil laminado, el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce.”¹

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto. Una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r es el radio de giro mínimo del área de la sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.”²

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro; es decir,

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma

$$P_u \leq \phi_t P_n \text{ o } \phi_t P_n \geq P_u$$

¹William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 53

²William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 54

Donde P_u es la suma de las cargas factorizadas. Para prevenir fluencia,

$$P_u \leq 0.90F_y A_g \text{ o } A_g \geq \frac{P_u}{0.90F_y}$$

Para evitar la fractura,

$$P_u \leq 0.75F_u A_e \text{ o } A_e \geq \frac{P_u}{0.90F_u}$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

2.5.1.2 Miembros a Compresión

Definición.-

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable. Se tendrá entonces flexión que puede considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable.”

Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde

P_u = Suma de las cargas factorizadas.

P_n = Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo.

ϕ_c = Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre columnas elásticas e inelásticas se toma como $\lambda_c = 1.5$, las ecuaciones AISC para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue.

Para $\lambda_c \leq 1.5$ [Columnas Inelásticas]

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$ [Columnas Elásticas]

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda^2} F_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.”¹

2.5.1.3 Miembros sometidos a Flexión

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga – columna. Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero no es

necesario siempre el caso. Se considera que un miembro estructural es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.”

Clasificación de perfiles

“El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor. Para los perfiles I y H, la razón para el patín proyectante (un elemento atiesado) es $b_f / 2t_f$ y la razón para el alma (un elemento atiesado) es h / t_w . La clasificación de los perfiles se encuentra en norma AISC, llamada “pandeo local”.²

Ésta puede resumirse como sigue. Sea

λ = Razón ancho – espesor.

λ_p = Límite superior para la categoría de compactas.

λ_r = Límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces,

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta;

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta.

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

Cuadro 2.9 Parámetros Ancho - Espesor

Sección	Elemento	λ	λ_p	λ_r
I y H	Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$

¹William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 97

²William T. Segui “Diseño de Estructuras de acero con L R F D” Pág. 144

	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
Canales	Patín	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

Fuente: William T. Segui "Diseño de Estructuras de acero con LRFD"

Resistencia por flexión de perfiles compactos

Una viga puede fallar al alcanzarse en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar por

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente, o
3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

“Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: (1) perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y (2) canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles I y H. Las vigas híbridas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por F_y .”

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos ancho – espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

“El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento M_p del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.”

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

Donde

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

El límite de $1.5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \text{ o } \frac{Z}{S} \leq 1.5$$

Para los perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte, Z/S será siempre ≤ 1.5 . (Sin embargo, para perfiles I y H flexionados respecto al eje menor, Z/S nunca será ≤ 1.5 .)

Aunque se hizo una revisión de $M_p \leq 1.5M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

2.6. Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña, comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión. Las losas alivianadas son las más populares en nuestro país pero a pesar de que los códigos de diseño prácticamente no las toman en consideración, en este documento sí se realizará un análisis detallado de las especificaciones que les son aplicables. Los alivianamientos, se pueden conseguir mediante mampuestos aligerados de hormigón (son los de mayor uso en nuestro medio), cerámica aligerada, formaletas plásticas recuperables o formaletas de madera.

En su mayor parte el proyecto se lo, desarrollará con losa alivianada, teniendo sólo una losa maciza. Las losas alivianadas están compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, hormigón y como complemento, plastoforno. No se realizará el cálculo de la losa alivianada, porque en nuestro medio existen viguetas pretensadas, y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. Pero en los planos se especifican la disposición de las viguetas.

2.7 Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

2.7.1 Cálculo a Flexión Simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro № 3.6

$$M_d = M \cdot \gamma_s$$

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d =Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamada canto útil)

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene del cuadro Nº 2.11

si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se entra al cuadro Nº 2.13 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

ω = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s =Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro Nº 2.12

$$A_{min} = \mu \cdot b_w \cdot d$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$\text{si } \rightarrow \mu_{\text{lim}} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\int = r/d$$
$$W = \frac{\mu d - \mu_{\text{dlim}}}{1 - \int'}$$
$$W_{s1} = W_{\text{lim}} + W_{s2}$$

Donde:

W_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro Nº 4.1

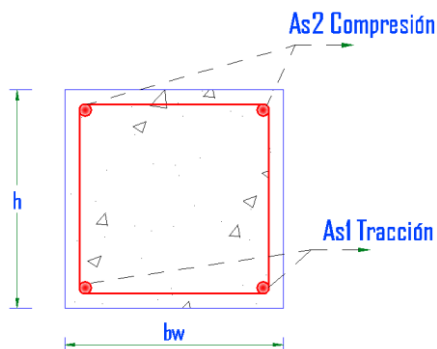
W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

W_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura Nº 2.6 Viga de hormigón armado



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro N° 4.2

$$A_{min} = \mu \cdot b_w \cdot d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Cuadro N° 2.10 Valores límites

f_y (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ_{lim}	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ_{lim}	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W_{lim}	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro N° 2.11 Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro Nº2.12 Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D O M I N I O 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		D O M I N I O 3
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	D O M I N I O 4
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.7.2. Esfuerzo Cortante

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

Jiménez Montoya dice” *en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales*”.

$$\tau = \frac{V \cdot m}{bl}$$

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

V=Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m= Momento estático en la sección donde se esta verificando la tensión de cizallamiento.

b= Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

2.7.3. Cálculo de la armadura Transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura

$$V_{cu} \geq V_d$$
$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$
$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

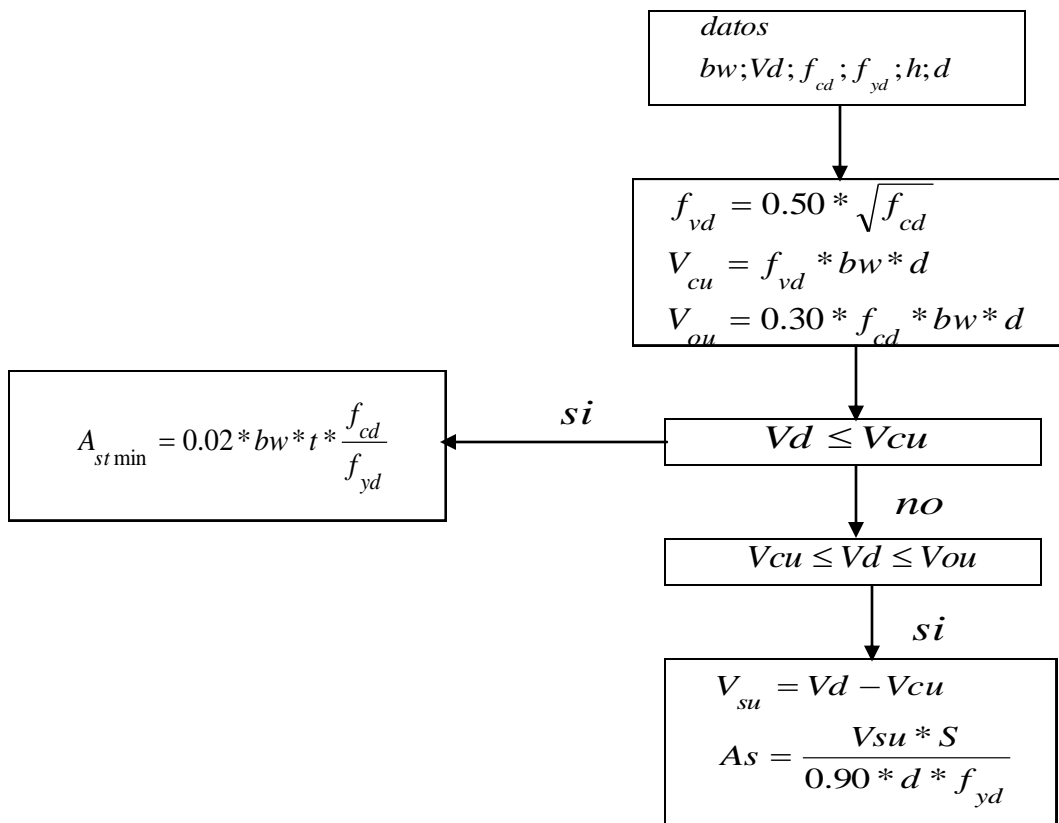
Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d > V_{cu}$$
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{st\min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm². A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



2.7.4. Torsión

Una pieza trabaja a torsión pura cuando está sometida, como sollicitación única, a un momento torsor T , esto es, a un momento cuyo eje es paralelo a la directriz de la pieza, pero esta sollicitación es muy poco frecuente.

Una pieza trabaja a flexión con torsión cuando las cargas como las reacciones de apoyo no pasan por el eje de esfuerzos cortantes. Este eje es una línea que une los centros de esfuerzos cortantes de las distintas secciones de la pieza.

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende: de la forma de su sección, de la disposición de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además influye las otras componentes de sollicitación, N , M , V , que simultáneamente actúen.

2.7.4.1. Comprobaciones que se debe realizar

El estado límite de agotamiento por torsión puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumpla a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

Donde:

T_d =Momento torsor de cálculo de la sección,

T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

T_{u2} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal.

T_{u3} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal.

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada estribos cerrados en planos normales a la directriz de la pieza. La armadura longitudinal

estará constituida por barras paralelas a la directriz de la pieza distribuidas uniformemente con separaciones no superiores a 30cm con el contorno exterior de la sección hueca eficaz.

2.8 Diseño de columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Jiménez Montoya según *” la misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”*.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

2.8.1. Excentricidad Mínima de Cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.8.2. Disposición relativa de las Armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular.

2.8.2.1. Armaduras Longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.8.2.2. Cuantías Límites

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede ponerse en la forma:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s =El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.8.3. Armadura Transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser mas reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

\emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \emptyset$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.¹

2.8.4. Pandeo de piezas comprimidas de Hormigón Armado

2.8.4.1. Ideas Previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice” *por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma*”.

2.8.4.2. Longitud de Pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.²

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla N°4.4 en función de la sustentación de la pieza.³

¹ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 8.1.7.2

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 18.6.2

² Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 8.3.1.2

Cuadro Nº 2.13 Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

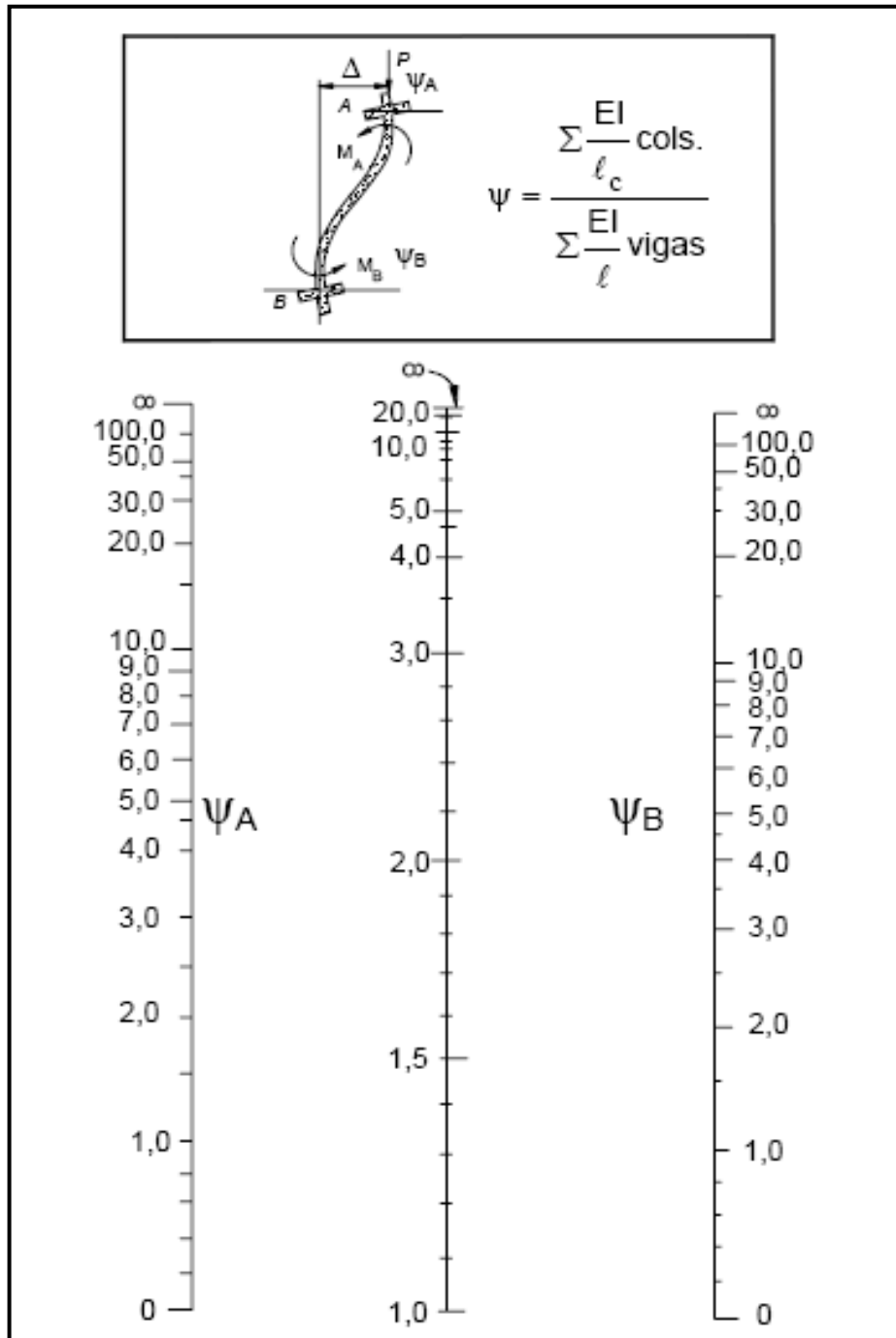
Jiménez Montoya segun” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

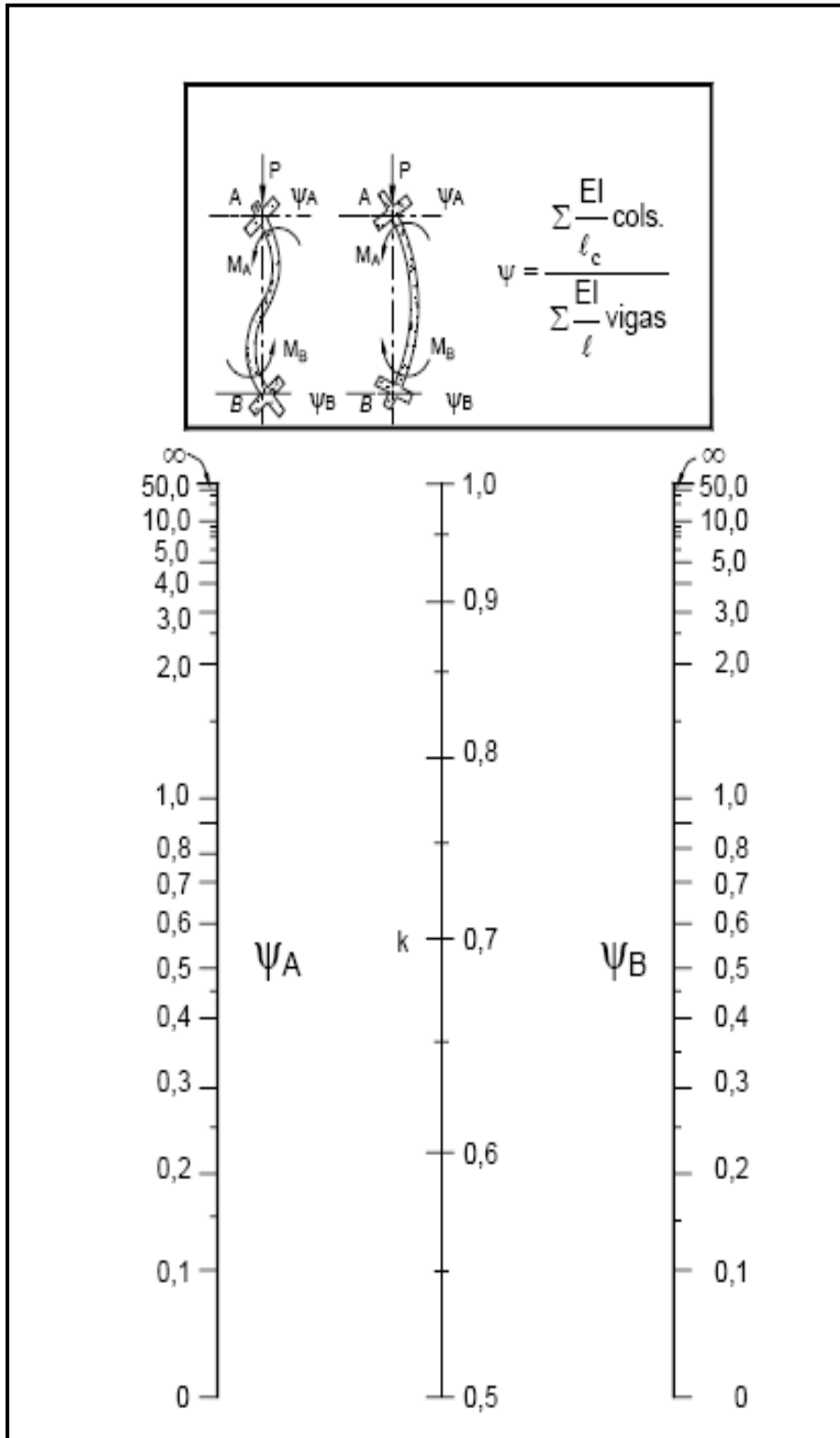
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura Nº 2.15 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Figura Nº 2.16 Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

2.8.4.3. Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

2.8.5. Flexión Compuesta

En una sección de forma cualquiera pero con un eje de simetría y con una armadura a tracción y otra a compresión trabajando en un estado de deflexión compuesta sometido a un momento flector y a un esfuerzo normal.

2.8.5.1. Sección Rectangular con Armadura Simétrica

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, que, se encuentren, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores

de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones, existe un procedimiento sencillo y práctico, que se expone a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta.- Los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta son los mismos para el cálculo de las piezas de hormigón armado sometidas a flexión esviada. Al variar la cuantía, se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N , M_a , M_b). Estas superficies, pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_a , μ_b), son válidos para una sección rectangular; cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón. El dimensionamiento de una sección es inmediato, si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar en el sector correspondiente al valor de v , con los valores de μ_a , μ_b para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Proceso de cálculo:

Se requiere de los siguientes datos básicos:

a, b = Dimensiones de la sección de la columna.

M_{ad} = Momentos flectores de cálculo en la dirección a (se toma en valor absoluto).

M_{bd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección b (se toma en valor absoluto).

N_d = Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Determinar la capacidad mecánica del hormigón “ U_c ”:

$$U_c = f_{cd} \cdot a \cdot b$$

Determinar los esfuerzos y momentos reducidos:

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_a = \frac{M_{ad}}{U_c \cdot a} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{U_c \cdot b}$$

Determinar la cuantía mecánica w:

Al momento reducido mayor se le llama μ_1 , y al menor μ_2 . Con los valores de estos momentos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares, se entra a los diagramas de interacción para determinar la cuantía mecánica w . (Véase las rosetas en Anexos)

Si el valor de ν no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes.

Determinar la capacidad mecánica de la armadura total:

$$U_{total} = w \cdot U_c$$

Determinar la armadura total de acero:

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}}$$

Comprobación de las columnas frente al pandeo:

Se debe verificar que las columnas cumplan la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{xmax}} + \frac{e_y}{e_{ymax}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X:

$$\frac{e_x}{e_{x\max}} + \frac{e_y}{e_{y\max}} \leq 1 \quad A_{\text{total}} = \frac{w \cdot h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$e_{x\max} = \left(e_y + \frac{\beta \cdot h \cdot e_x}{b} \right) + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad E_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right) \cdot \frac{I_o \cdot 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y - Y :

$$e_{y\max} = \left(\frac{b \cdot e_y}{h} + \beta \cdot e_x \right) + e_{fy} + a_{ay}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_y}{b + 10 \cdot e_y} \right) \cdot \frac{I_o \cdot 10^{-4}}{h}$$

Donde:

a,b = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y respectivamente.

l_o = Longitud de pandeo.

e_a = Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

e_f = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido ν .

Cuadro N° 2.14.: Valores de la constante β

ν	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1
β	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.9. Cimentaciones

Toda cimentación ha de garantizar la estabilidad de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones, deben contar con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma, deben elegirse teniendo en cuenta por una parte, la estructura que se soporta (en especial las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el terreno de que se trate de manera tal que la cimentación sea segura y económica. Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere más a su resistencia en planta que a la cota de apoyo sobre el terreno firme.

Proceso de cálculo:

Datos:

N_d = Carga de servicio transmitida a los soportes.

$a'1$ y $b'1$ = Son las dimensiones de la columna

M_a = Momento de diseño de las zapatas en la dirección X-X

M_b = Momento de diseño de las zapatas en la dirección Y-Y

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{yk} = Resistencia característica del acero.

γ_f = Coeficiente de mayoración de las cargas

σ_{adm} = Capacidad admisible del suelo.

Determinación de las dimensiones de la zapata:

$$A_{\min} = \frac{N^{\lambda}}{\sigma_{adm}}$$

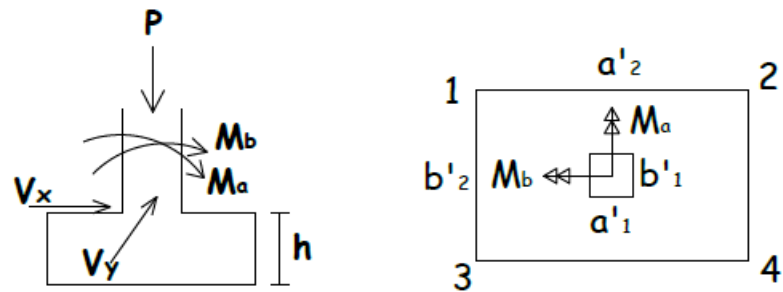
$$N^{\lambda} = N \cdot 1.5 \quad (\text{Mayoración de la carga centrada de servicio})$$

Obteniendo el área se asume las dimensiones $a'2$ y $b'2$.

$$a'2 = b'2 = \sqrt{A_{\min}}$$

Determinación de los esfuerzos en las esquinas de la zapata:

Figura Nº 2.17



$$\sigma_1 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Verificar

$$\sigma_2 < \sigma_{adm}$$

Determinación del canto útil:

$$f_{vd} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$K := \frac{4 \cdot f_{vd}}{1.6 \cdot \sigma_{max}}$$

$$d_1 := \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4}$$

$$d_2 := \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + K}$$

$$d_3 := \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + K}$$

El canto útil final es el mayor de los tres valores calculados.

Entonces el alto de la zapata resulta:

$$h = d + r \quad (r = \text{recubrimiento})$$

Verificación por compresión:

$$M'_a := M_a + H_a \cdot h \quad \Bigg| \quad P_p = \gamma_H \cdot a \cdot b \cdot h$$

Verificar

$$\sigma_l = \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \leq \sigma_{adm}$$

Calculo de tensiones para el diseño de la zapapa

$$\sigma_i = \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \leq \sigma_{adm}$$

Cálculo de la armadura:

Armadura en la dirección X-X:

$$l' := \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0$$

$$l_x := a - l'$$

$$x := \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot l_x$$

Momento de diseño en la dirección X-X:

$$R_1 := \sigma_{total} \cdot l' \quad R_2 := (\sigma_{total} - \sigma_2) \cdot \frac{l'}{3}$$

$$M''_a := R_1 \cdot \frac{l'}{2} + R_2 \cdot \frac{2 \cdot l'}{3}$$

La armadura longitudinal se calcula a flexión simple. Este proceso está explicado a detalle en el mismo capítulo.

2.10. Escaleras

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio.

Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños, que están formados por huellas, contrahuellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera son:

- a) **Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.
- b) **Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.
- c) **Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos. Citamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:
- d) **Línea de huella:** Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

e) **Proyectura:**El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

f) **Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

g) **Tiro:** Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo).

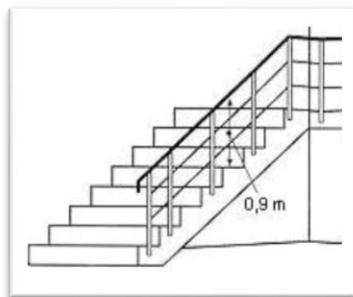
h) **Calabazada:** Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima.

Recomendaciones constructivas.-

Anchura de las escaleras.- La anchura de las escaleras también tiene relación con el nivel de seguridad de la misma. Una escalera demasiado estrecha dificulta el movimiento de la persona, por ello la anchura mínima de una escalera, de uso normal, es de 90 cm.

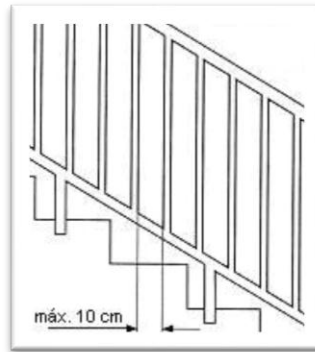
Barandillas y pasamanos.- Las escaleras de más de cuatro escalones se equiparán con una barandilla en el lado o lados, donde ha de producirse una caída y de un pasamano en el lado cerrado. Se deberá complementar con barras intermedias.

Figura N° 2.18: Barras Intermedias



La distancia entre las barras no será superior a los 30 cm; pero, si hay posibilidad de que sea utilizada por niños, esta distancia no superará los 10 cm.

Figura N° 2.19: Separación Máxima de las Barras de la Barandilla



Los pasamanos de madera deben tener un diámetro mínimo de 50 mm y si son de tubo, de 38 mm. Alternativamente sería recomendable que el extremo final se prolongará al suelo o pared, para evitar enganches accidentales.

III INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. Levantamiento Topográfico

Debido a que la Alcaldía del municipio de Padcaya contaba con el levantamiento topográfico el mismo ya se lo realizó, sólo se hizo una verificación del levantamiento mediante los desniveles del terreno.

3.2. Determinación del Tipo de Suelo y la Capacidad Portante del Suelo.

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo del S P T (capacidad portante del suelo) en el área del proyecto. Dicho ensayo se realizó en una fosa, ubicada aproximadamente en medio del terreno, a diferentes profundidades, a continuación se dará a conocer las capacidades portantes de los suelos obtenido mediante la zonificación de los mismos para cada bloque.

Cuadro 3.1: Esfuerzos Admisibles Obtenidos

		Clasificación	σ_{adm}_2 (kg/cm ²)	Nivel de fundación (m)
Bloque A	<i>Bloque A-1</i>	GP	1,35	-1,50
	<i>Bloque A-2</i>	GW	3,2	-1,50
Bloque B		GW	3,2	-1,50

Fuente: Elaboración propia.

Ver informe de laboratorio Anexos I.

3.3. Diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la H.A.M. de Padcaya y consta de los siguientes ambientes:

- BLOQUE A “COLEGIO”

Planta baja: Dirección, sala de docente, almacén baño de hombres y mujeres, laboratorio aula 1, aula 2, aula 3, aula 4.

Planta alta: sala de computación, sala de lectura, baño de hombres y mujeres, aula 5, aula 6, aula 7, aula 8.

- BLOQUE B “AULA TALLER”

Planta baja: carpintería, plomería, baño de hombres y mujeres, 2 depósitos

Planta alta: confección peluquería cítricos depósitos.

3.4. Datos Generales del Proyecto

Los datos que se utilizaron para el diseño del proyecto, de acuerdo a la norma y a los materiales a utilizar, son los siguientes:

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del hormigón}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del acero}$$

Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales:

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{Para el hormigón})$$

$$\gamma_s = 1.2 \quad (\text{Para el acero})$$

Coeficientes de mayoración de las cargas:

$$\gamma_f = 1.6$$

Nivel de control en la ejecución:

El nivel de control en la ejecución de los elementos de hormigón armado para el proyecto es el *Control Normal*.

Sobrecargas o cargas accidentales:

La sobrecarga para el diseño es de 3 KN/m²

Capacidad portante del suelo:

$$\sigma_{adm} = 3.2 \text{ kg/cm}^2$$

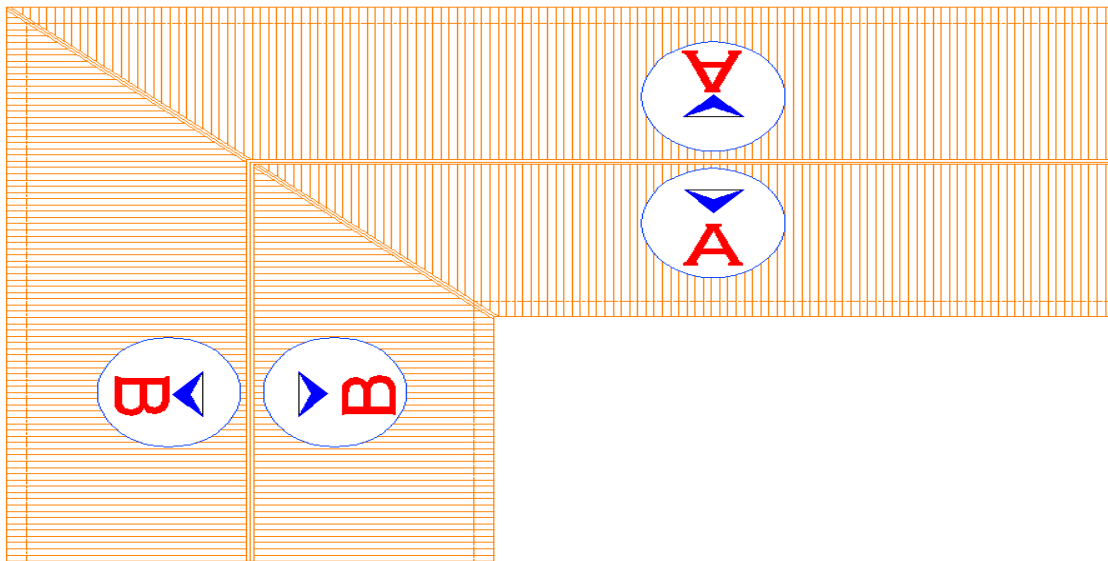
Velocidad del viento:

Para determinar la sobrecarga del viento se tomó una velocidad de viento de 80 km/h, aproximadamente 22 m/seg.

3.5. Cálculo de la Cubierta en las Diferentes Posiciones.

En un resumen se detallarán las dimensiones de los elementos, de cada una de las cubiertas calculadas en diferentes posiciones, para la construcción total de la misma. Plano de la cubierta más el detalle de cada una de las posiciones de las diferentes cubiertas.

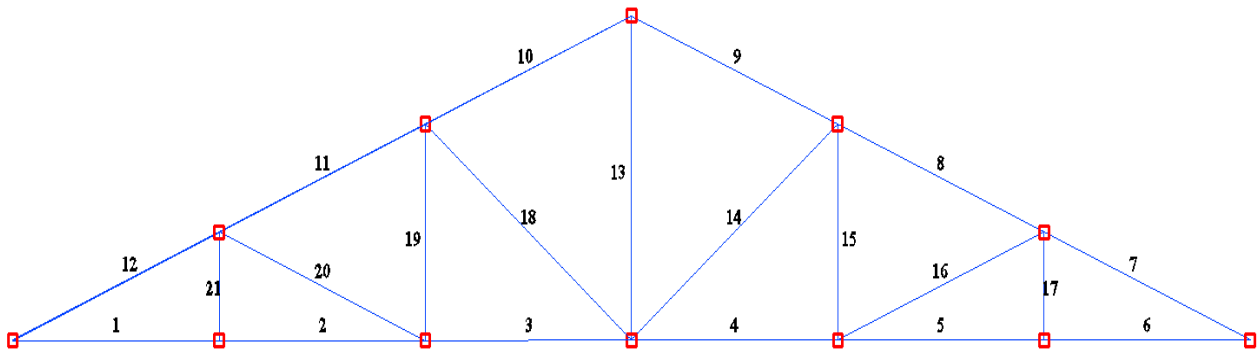
Figura N° 3.1: Detalle de la Cubierta



Fuente: Elaboración propia

3.5.1. Cubierta en la Dirección A.

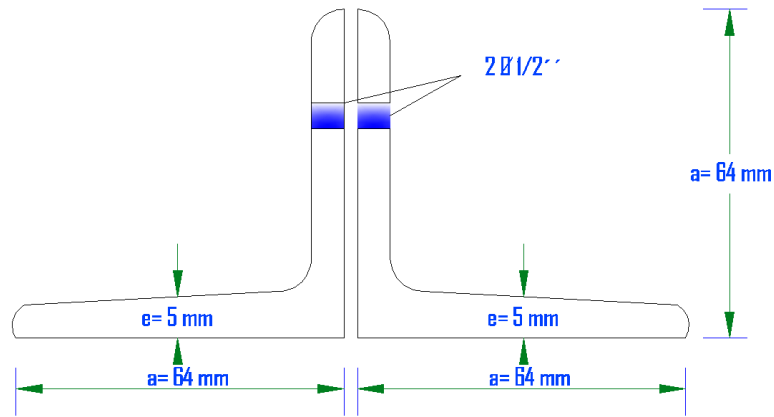
Figura N° 3.2: Distribución de las Posiciones de los Elementos de la Cercha



Fuente: Elaboración propia

Se detallará a continuación el perfil angular doble usado.

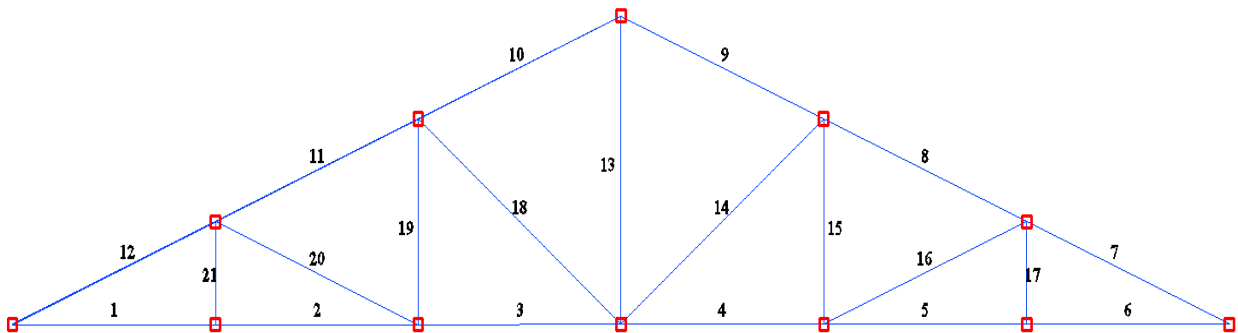
Figura N° 3.3 Perfil angular doble



Fuente: Elaboración propia

3.5.2. Cubierta en la Dirección B.

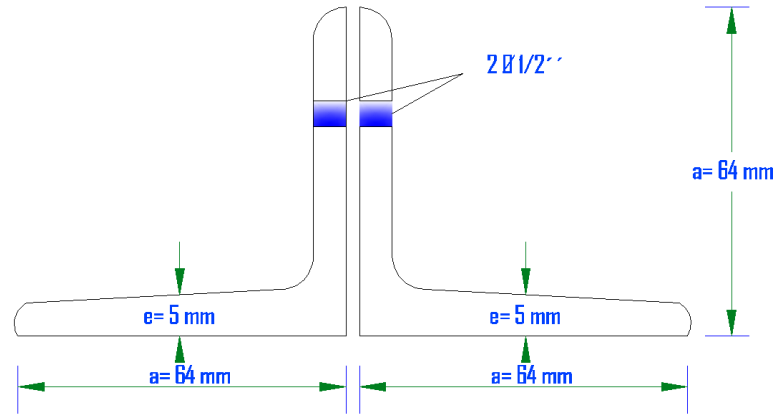
Figura N° 3.4: Distribución de las Posiciones de los Elementos de la Cercha



Fuente: Elaboración propia

Se detallará a continuación el perfil angular doble usado.

Figura N° 35 Perfil angular doble



Fuente: Elaboración propia

3.6. Cálculo de Vigas.

El cálculo de las vigas que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD, introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente. En esta etapa se realizará el cálculo de la viga más armada o más crítica, para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo.

3.6.1. Cálculo de la Armadura Longitudinal.

El diseño de la armadura transversal de la viga que se encuentra ubicada sobre las columnas C21 y C6, en la planta baja (BLOQUE A), tiene las siguientes características:

Dimensionamiento:

$$\begin{array}{lll}
 f_{yk} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \gamma_s := 1.15 & f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 f_{ck} := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \gamma_c := 1.5 & f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}
 \end{array}$$

$$M := 10599.19 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$b_w := 25 \text{ cm}$$

$$M_d := 1.6 \cdot M$$

$$M_d = 16958.7 \cdot \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$d_{\min} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$d_{\min} = 44.02 \cdot \text{cm}$$

$$h := d_{\min} + 3 \text{ cm} = 47.024 \cdot \text{cm}$$

Asumimo

$$h := 55 \text{ cm}$$

$$d := 53 \text{ cm}$$

Verificación:

$$y := d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 12.15 \cdot \text{cm}$$

$$M_u := 0.85 \cdot b_w \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$M_u = 16958.70 \cdot \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u \geq M_d$$

Cálculo de la Armadura longitudinal:

$$r := 2 \text{ cm} \quad v_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$v_d = 0.172 \quad v_{d\lim} := 0.332 \quad v_d < v_{d\lim}$$

$$\omega_s := 0.1966$$

De anexos XII Tabla 1

$$A_s := \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 9.986 \cdot \text{cm}^2$$

$$\omega_{s\min} := 0.0033$$

$$A_{s\min} := \omega_{s\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_s = 9.986 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 4.373 \cdot \text{cm}^2$$

Número de Barras:

$$\phi_{16} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\phi 16\text{mm}} := 2.01 \cdot \text{cm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{\phi 16\text{mm}}}$$

$$n = 5$$

$$e := \frac{b_w - 2 \cdot r - n \cdot \phi_{16}}{n - 1}$$

$$e = 3 \cdot \text{cm}$$

$$5\phi_{16\text{mm}} \cdot C_{3\text{cm}}$$

Cálculo de la armadura mínima a compresión:

$$A_{s\text{compresión}} := 0.3 \cdot A_{s\text{mit}}$$

$$A_{s\text{compresión}} = 1.312 \cdot \text{cm}^2$$

Distribución de la armadura longitudinal de compresión en la viga:

Número de Barras:

$$\phi_{10} := 10 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\phi 10\text{mm}} := 0.785 \cdot \text{cm}^2$$

$$n_t := \frac{A_{s_{\text{compresión}}}}{A_{\phi 10\text{mm}}}$$

$$n_t = 2$$

2φ 10mm

Resultado obtenidos manualmente

Resultado obtenidos del Programa
CYPECAD

$$A_s = 9.986 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_s = 10.053 \text{cm}^2$$

$$b_w = 25 \cdot \text{cm}$$

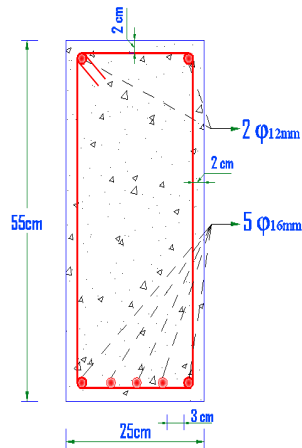
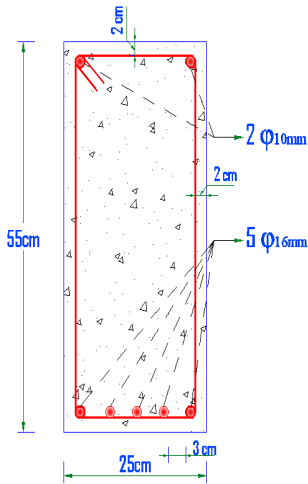
$$b = 25 \text{cm}$$

$$h = 55 \text{cm}$$

$$h = 55 \text{cm}$$

5φ 16mm · C3cm

5φ 16mm · C3cm



Cálculo de la Armadura transversal:

Cerca del apoyo C6

$$V_1 := 14207.2 \cdot \text{kg}$$

$$L_v := 7.2 \text{m}$$

$$V_{d1} := 1.6V_1$$

$$L_{x1} := 1.26 \text{m}$$

$$V_{d1} = 22732 \text{kg}$$

$$f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t := 100 \text{cm}$$

$$b_w = 25 \cdot \text{cm}$$

$$f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 53 \cdot \text{cm}$$

$$f_{vd.} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} := 5.916 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} := f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 7839 \text{kg}$$

$$V_{d1} < V_{cu} \rightarrow 22731.52 \cdot \text{kg} < 7838.7 \cdot \text{kg}$$

No cumple se requiere armadura transversal

$$V_{ou} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 55650 \text{kg}$$

$$V_{cu} \leq V_{d3} \leq V_{ou}$$

$$V_{su} := V_{d1} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 14893 \text{kg}$$

Armadura Transversal

$$A_s := \frac{V_{su} \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = 8.55 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\phi 8 \text{mm}} := 0.503 \cdot \text{cm}^2$$

Espaciamiento

$$e_1 := \frac{L_{x1}}{\frac{A_s}{A_{\phi 8mm} \cdot 2}}$$
$$e_1 = 15 \cdot \text{cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ}_1 := \frac{L_{x1}}{e_1}$$
$$N^{\circ}_1 = 8$$

8φ 8mm·C15cm

Área de acero necesaria calculada manualmente

7φ 8mm·C18cm

Área de acero necesaria calculada por el CYPECAD

Cerca del apoyo C11

$$V_3 := 14207.2 \cdot \text{kg}$$

$$L_v = 7.2 \text{ m}$$

$$V_{d3} := 1.6V_3$$

$$L_{x3} := 1.60 \text{ m}$$

$$V_{d3} = 22732 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

$$b_w = 25 \cdot \text{cm}$$

$$f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 53 \cdot \text{cm}$$

$$f_{vd} = 5.916 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} = 7839 \text{ kg}$$

$$V_{d3} < V_{cu} \rightarrow 22731.52 \cdot \text{kg} < 7838.7 \cdot \text{kg}$$

No cumple se requiere armadura transversal

$$V_{ou} = 55650 \text{ kg}$$

$$V_{cu} \leq V_{d3} \leq V_{ou}$$

$$V_{.su} := V_{d3} - V_{cu}$$

$$V_{.su} = 14893 \text{ kg}$$

Armadura Transversal

$$A_{.s.} := \frac{V_{.su} \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{.s.} = 8.55 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\phi 8 \text{mm}} = 0.503 \cdot \text{cm}^2$$

Espaciamiento

$$e_3 := \frac{L_{x3}}{\frac{A_{.s.}}{A_{\phi 8 \text{mm}} \cdot 2}}$$

$$e_3 = 19 \cdot \text{cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ}_3 := \frac{L_{x3}}{e_3}$$

$$N^{\circ}_3 = 8$$

8φ 8mm·C19cm

Área de acero necesaria calculada
manualmente

10φ 8mm·C16cm

Área de acero necesaria calculada por el
CYPECAD

Zona del Centro:

$$\begin{aligned}t &= 1 \text{ m} & L_c &:= 4.04 \text{ m} \\b_w &= 25 \cdot \text{cm} & f_{cd} &= 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\d &= 53 \cdot \text{cm} & f_{yd} &= 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

Armadura Transversal

$$\begin{aligned}A_{smin.} &:= 0.02 \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\A_{smin.} &= 1.016 \cdot \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$A_{\phi 8 \text{mm}} = 0.503 \cdot \text{cm}^2$$

Espaciamiento

$$\begin{aligned}e_c &:= \frac{L_c}{\frac{A_{smin.}}{A_{\phi 8 \text{mm}} \cdot 2}} \\e_c &= 400 \cdot \text{cm}\end{aligned}$$

Asumimos el espaciamiento máximo $e_c := 30 \text{cm}$

Número de estribos

$$\begin{aligned}N_c &:= \frac{L_c}{e_c} \\N_c &= 13.47 \\N_c &= 14\end{aligned}$$

14φ 8mm · C30cm

Área de acero necesaria calculada
manualmente

14φ 8mm · C30cm

Área de acero necesaria calculada por el
CYPECAD

3.7. Cálculo de Columnas

En esta etapa se realizara el cálculo de una columna (C21 *BLOQUE A*), una de las más críticas del proyecto, para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa, la sección obtenida por el mismo.

$$f_{yk} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ck} := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h := 30\text{cm} \quad M := 1653.57\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$b := 30\text{cm} \quad M_d := 1.6 \cdot M$$

$$h' := 55\text{cm} \quad M_d = 2645.7 \cdot \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$b' := 25\text{cm}$$

$$N := 49163.15 \cdot \text{kg} \quad h_{,1} := 23\text{cm}$$

$$N_d := 1.6 \cdot N \quad \beta := 1$$

$$N_d = 78661.0\text{kg}$$

$$I_y := \frac{b^3 \cdot h}{12} \quad I_{y'} := \frac{b' \cdot h'^3}{12}$$

$$I_y = 67500 \cdot \text{cm}^4 \quad I_{y'} = 346615 \cdot \text{cm}^4$$

$$L_c := 2.85\text{m} \quad L_v := 5\text{m}$$

$$\psi_2 := \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_c}}{\frac{2 \cdot I_{y'}}{L_v}}$$

$$\psi_2 = 0.342$$

$$\psi_1 = 0 \quad \text{Empotrado}$$

$$\alpha := 1.1$$

De anexo XII Fig. 1

$$l_0 := \alpha \cdot L_c$$

$$l_0 = 3.14\text{m} \quad \text{Longitud de pandeo}$$

$$\lambda_g := \frac{l_o}{b} \quad \lambda_g > 10 \quad \text{Se tiene que verificar el pandeo}$$

$$\lambda_g = 10.45 \quad 10 > \lambda_g < 29$$

VERIFICACIÓN AL PANDEO

$$\frac{e_x}{e_{x\max}} + \frac{e_y}{e_{y\max}} \leq 1$$

En la dirección Y-Y

Esbeltez geométrica

$$\lambda_{gy} := \frac{l_o}{b}$$

$$\lambda_{gy} = 10.45$$

Excentricidades:

$$e_y := \frac{M_d}{N_d} \quad e_y = 3.363 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fy} := \left(3 + \frac{f_{yd} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_y}{b + 10 \cdot e_y} \right) \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fy} = 2.02 \cdot \text{cm}$$

$$e_{ay} := 2 \text{cm} \quad \text{Excentricidad mínima}$$

$$e_{y\max} := \left(\frac{h \cdot e_y}{b} + \beta \cdot e_y \right) + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_{y\max} = 10.75 \cdot \text{cm}$$

En la dirección X-X

Esbeltez geométrica

$$\lambda_{gx} := \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_{gx} = 10.45$$

Excentricidade:

$$e_x := \frac{M_d}{N_d} \quad e_x = 3.363 \cdot \text{cm}$$

$$e_{fx} := \left(3 + \frac{f_{yd} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}}{3500} \right) \cdot \left(\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right) \cdot \frac{l_0^2 \cdot 10^{-4}}{h}$$

$$e_{fx} = 2.02 \cdot \text{cm}$$

$$e_{ax} := 2 \text{cm} \quad \text{Excentricidad mínima}$$

$$e_{x\text{max}} := \left(\frac{b \cdot e_x}{h} + \beta \cdot e_x \right) + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_{y\text{max}} = 10.75 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{e_x}{e_{x\text{max}}} + \frac{e_y}{e_{y\text{max}}} \leq 1$$

$$\frac{e_x}{e_{x\text{max}}} + \frac{e_y}{e_{y\text{max}}} = 0.808 \leq 1$$

Cumple con la verificación

Calculo

$$\gamma_m := \frac{b + 6 \text{cm}}{b}$$

$$\gamma_m = 1.2 \quad \gamma_m \geq 1.15$$

$$\gamma_m \cdot N_d = 94393.2 \text{kg}$$

$$N_c := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$N_c = 107100.0 \text{kg}$$

$$\gamma_m \cdot N_d < N_c \rightarrow 94393.248 \cdot \text{kg} < 107100.0 \cdot \text{kg}$$

CUMPLE

Armadura Mínima y Máxima

$$A_C := b \cdot h$$

$$A_C = 900 \cdot \text{cm}^2$$

$$0.008 \cdot A_C \leq A_S \leq 0.08 \cdot A_C$$

$$A_{\min} := 0.008 \cdot A_C$$

$$A_{\min} = 7.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$4\phi 16\text{mm}$$

Determinación la Armadura Transversal

$$\phi_L := 16\text{mm}$$

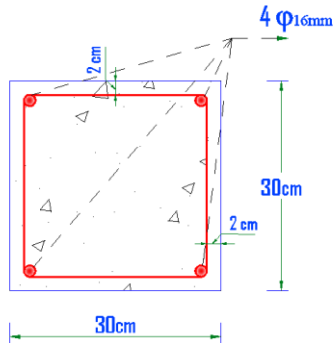
$$\phi_e \geq \begin{cases} \frac{1}{4}\phi_L \Rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_L = 4 \cdot \text{mm} \\ 6\text{mm} \Rightarrow 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\phi_e := 6\text{mm}$$

Espaciament

$$S \leq b \quad S := 25\text{cm}$$

$$S \leq 15 \cdot \phi_L \quad S := 18\text{cm}$$

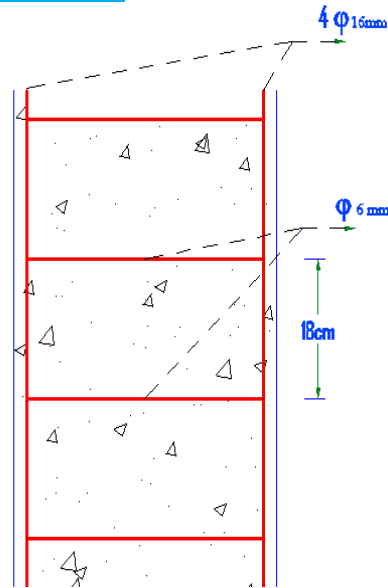


Resultado obtenidos manualmente

$$A_S = 8.04\text{cm}^2$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$



Resultado obtenidos del Programa
CYPECAD

$$A_S = 8.04\text{cm}^2$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$

3.8. Cálculo de Cimentaciones

Se realizará el diseño de una zapata intermedia (C21 *CLOQUE A*), para verificar los resultados con los obtenidos para verificar el cálculo, el funcionamiento del programa.

Cálculo de la zapata C21

$$f_{yk} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 3652 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ck} := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 140 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N_h := 36563.15 \text{kg}$$

$$H_a := 1705.26 \text{kg}$$

$$H_b := 0$$

$$a_o := 30 \text{cm}$$

$$b_o := 30 \text{cm}$$

$$r := 3 \cdot \text{cm}$$

$$M_a := 1431.15 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 0$$

$$\sigma_{\text{adm}} := 3.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A := \frac{1.05 \cdot N_h}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$A = 1.2 \text{m}^2$$

$$a' := \sqrt{A} = 110 \cdot \text{cm}$$

$$b' := a' = 110 \cdot \text{cm}$$

$$a := 115 \text{cm}$$

$$b := 115 \text{cm}$$

Asumimos

$$\sigma_{\text{max}} := \frac{1.05 \cdot N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 3.16 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$$

Cálculo de la Altura útil

$$f_{vd} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} := 5.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$K := \frac{4 \cdot f_{vd}}{1.6 \cdot \sigma_{\text{max}}}$$

$$K = 4.679$$

$$d_1 := \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 29 \cdot \text{cm}$$

$$d_2 := \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + K} = 21 \cdot \text{cm}$$

$$d := d_1 = 29 \cdot \text{cm}$$

$$d_3 := \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + K} = 21 \cdot \text{cm}$$

Altura de la zapata

$$h' := d + r = 32 \cdot \text{cm}$$

Asumo

$$h := 35 \cdot \text{cm}$$

Cálculo de Momentos flectores en la base

$$M'_a := M_a + H_a \cdot h$$

$$M'_a = 2028 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Peso de la Zapata

$$\gamma_H := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_p := \gamma_H \cdot a \cdot b \cdot h = 1210 \text{kg}$$

$$\sigma_{\text{max}} := \frac{P_p + N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 3.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}}$$

Dimensiones finales

$$a = 120 \cdot \text{cm}$$

$$b = 120 \cdot \text{cm}$$

$$h = 35 \cdot \text{cm}$$

Verificación al Vuelco

$$\gamma_a := \frac{(N_h + P_p) \cdot a}{M'_a \cdot 2}$$

$$\gamma_a = 11 \geq 1.5$$

Cálculo de tensiones para el diseño de la Zapata

$$\sigma_1 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_1 = 2.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

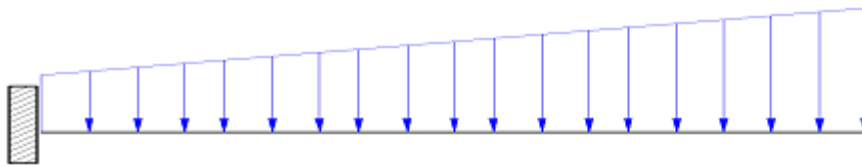
$$\sigma_2 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_2 = 3.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_h}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_3 = 2.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_h}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} - \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2} \quad \sigma_4 = 3.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_1 = 2.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 3.04 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



$$a = 120 \cdot \text{cm}$$

$$l' := \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 = 49.5 \cdot \text{cm}$$

$$l_x := a - l' = 70.5 \cdot \text{cm}$$

$$x := \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{b} \cdot l_x$$

$$x = 0.584 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{total}} := \sigma_2 + x$$

$$\sigma_{\text{total}} = 3.62 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_1 := \sigma_{\text{total}} l'$$

$$R_2 := (\sigma_{\text{total}} - \sigma_2) \cdot \frac{l'}{3}$$

$$R_1 = 179 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$R_2 = 963 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M''_a := R_1 \cdot \frac{l'}{2} + R_2 \cdot \frac{2 \cdot l'}{3}$$

$$M''_a = 474246 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de la Armadura

$$d' := h - r = 32 \cdot \text{cm}$$

$$M_d := 1.6 \cdot M''_a \cdot b = 8726 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$\mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d'^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0.0529$$

$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

$$\omega = 0.0557$$

$$A_{s.} := \omega \cdot b \cdot d' \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{\min} := 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s.} = 7.246 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 6.106 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s.} = 7.25 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{12} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\phi 12} := 2.01 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} := \frac{A_{s.}}{A_{\phi 12}}$$

$$S_b := \frac{b - 2 \cdot r - N^{\circ} \text{barras} \cdot \phi_{12}}{N^{\circ} \text{barras} - 1}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 4$$

$$S_b = 40 \cdot \text{cm}$$

Asumimo

$$S = 30 \text{ cm}$$

Resultado obtenidos manualmente

Resultado obtenidos del Programa CYPECAD

$$A_{s.} = 7.25 \cdot \text{cm}^2$$

$$b = 115 \cdot \text{cm}$$

$$a = 115 \cdot \text{cm}$$

$$h = 35 \cdot \text{cm}$$

$$4\phi 12 \text{ mm} \cdot C 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

$$a = 120 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$4\phi 16 \text{ mm} \cdot C 29 \text{ cm}$$

3.9 Cálculo de Deformaciones.

Se realizará la verificación de deformaciones de la viga C6 –C21.

$$M_d := 10599.16 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_f := 1.5$$

$$q := 1840 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$E_c := 3271000000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$E_s := 21410000000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$b := 25 \text{ cm}$$

$$h := 55 \text{ cm}$$

$$d' := 4 \text{ cm}$$

$$d := 51 \text{ cm}$$

$$L := 7 \text{ m}$$

$$M_k := \frac{M_d}{\gamma_f}$$

$$M_k = 7066.1 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 6.55$$

$$A_{s1} := \frac{5\pi \cdot (1.6 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_{s1} = 10.053 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = 0.00788$$

$$A_{s2} := \frac{2\pi \cdot (1.2 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_{s2} = 2.262 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_2 := \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$$

$$\rho_2 = 0.00177$$

$$x := d \cdot \left[n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot d'}{\rho_1 \cdot d} \right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2}} \right) \right]$$

$$x = 13.62 \cdot \text{cm}$$



$$I_f := n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_{s2} \cdot (x - d) \cdot \left(\frac{x}{3} - d \right)$$

$$I_f = 1.144 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

$$f_{ct} := 2.816 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_b := \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I_b = 3.466 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_b := \frac{I_b}{\frac{h}{2}}$$

$$W_b = 1.26 \times 10^4 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_f := f_{ct} \cdot W_b$$

$$M_f = 3619.31 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

Inercia Equivalente:

$$I_e := \left(\frac{M_f}{M_k} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_k} \right)^3 \right] \cdot I_f$$

$$I_e = 1.456 \times 10^5 \cdot \text{cm}^4$$

Flecha Instantánea:

$$y_{ins} := \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_e}$$

$$y_{ins} = 12.08 \cdot \text{mm}$$

Flecha Diferida:

Tomamos para 6 meses $\xi := 1.2$

$$\rho' := \rho_2 = 0.00177$$

$$\lambda := \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\lambda = 1.102$$

$$\lambda = 1.102$$

$$y_{\text{dif}} := \lambda \cdot y_{\text{ins}}$$

$$y_{\text{dif}} = 13.32 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{total}} := y_{\text{ins}} + y_{\text{dif}} \qquad y_{\text{Adm}} := \frac{L}{250}$$

$$y_{\text{total}} = 25.4 \cdot \text{mm} \qquad y_{\text{Adm}} = 28 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{total}} \leq y_{\text{Adm}}$$

$$25.4 \text{mm} \leq 28.0 \text{mm}$$

3.9. Cálculo de Losa Alivianada

Se realizará la verificación de una de las viguetas que tenga la luz más grande, de modo que se comparen los resultados con los obtenidos mediante el cálculo estructural realizado por el programa computacional CYPECAD.

Verificación de la Losa Alivianada

Tensiones Admisibles:

$$f'_c := 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{sp}} := 0.223 \text{cm}^2$$

$$f'_{\text{ci}} := 0.70 \cdot f'_c$$

$$f'_{\text{ci}} = 245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{\text{ti}} := 0.80 \cdot \sqrt{f'_{\text{ci}}}$$

$$f_{\text{ti}} = 12.522 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo admisible a tracción en } t = 0$$

$$f_{\text{ci}} := -0.60 \cdot f'_{\text{ci}}$$

$$f_{\text{ci}} = -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo admisible a compresión en } t = 0$$

$$f_{\text{ts}} := 1.60 \cdot \sqrt{f'_{\text{ci}}}$$

$$f_{ts} = 25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo admisible a tracción en } t = \infty$$

$$f_{cs} := -0.45 \cdot f'_c$$

$$f_{cs} = -158 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo admisible a compresión en } t = \infty$$

$$f_{pu} := 18000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

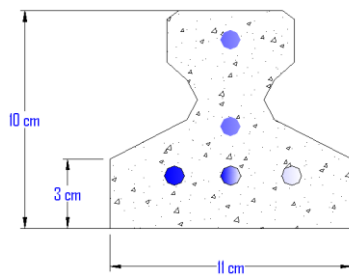
$$f'_{pu} := 0.74 \cdot f_{pu}$$

$$f'_{pu} = 13320 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_o := f'_{pu} \cdot A_{sp}$$

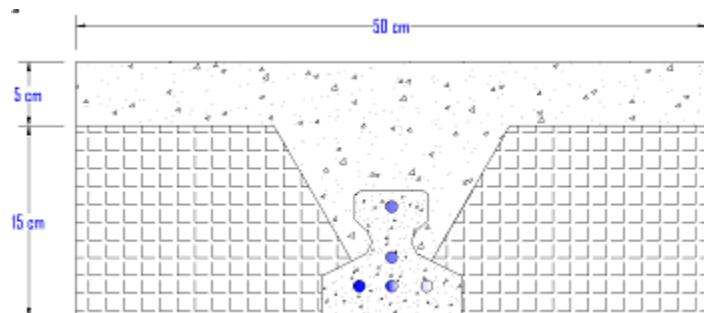
$$P_o = 2970 \text{ kg}$$

Propiedades de la Sección Neta



$$\begin{aligned} L_v &:= 4\text{m} \\ A_o &:= 85\text{cm}^2 \\ I_o &:= 662.37\text{cm}^4 \\ C_{1o} &:= 5.74\text{cm} \\ C_{2o} &:= 4.26\text{cm} \\ e_o &:= 3.26\text{cm} \end{aligned}$$

Propiedades de la Sección Homogénea



$$\begin{aligned} A_\infty &:= 415\text{cm}^2 \\ I_\infty &:= 13223.01\text{cm}^4 \\ C_{1\infty} &:= 5.76\text{cm} \\ C_{2\infty} &:= 14.24\text{cm} \\ e_\infty &:= 13.24\text{cm} \\ n &:= 0.85 \end{aligned}$$

Análisis de Cargas:

Carga Muerta

$$q_b := 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0.58\text{m} = 46.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_{p0} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot A_0 = 20.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_{p\infty} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot A_\infty = 99.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_0 := q_b + q_{p0} + q_{p\infty} = 166.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{p0} := \frac{(q_{p0}) \cdot L_v^2}{8}$$

$$M_{p0} = 40.8 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_0 := \frac{(q_0) \cdot L_v^2}{8}$$

$$M_0 = 332.8 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Carga Viva

$$q_s := 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0.58\text{m} = 174 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_s := \frac{(q_s) \cdot L_v^2}{8}$$

$$M_s = 348 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Momento de Transferencia

$$M_\infty := M_0 + M_s$$

$$M_\infty = 680.8 \text{ m} \cdot \text{kg} \quad \text{Momento en Servicio}$$

$$f_{10} := -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0}$$

$$f_{10} = -239 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{20} := \frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0}$$

$$f_{20} = 117 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{1\infty} := -\frac{M_\infty \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{n \cdot P_0 \cdot e_\infty \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty}$$

$$f_{1\infty} = -21 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{2\infty} := \frac{M_{\infty} \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \cdot P_O \cdot e_{\infty} \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \cdot P_O}{A_{\infty}}$$

$$f_{2\infty} = 31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de Esfuerzos

$$f_{10} = -239 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{ti} = 13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cumple}$$

$$f_{20} = 117 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq f_{ci} = -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cumple}$$

$$f_{1\infty} = -21 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{ts} = 25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cumple}$$

$$f_{2\infty} = 31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq f_{cs} = -158 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cumple}$$

Verificación a Cortante:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección

V_n = Resistencia nominal a la cortante

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

$$M_O = 332.8 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_S = 348 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\infty} = 681 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$h := 20\text{cm}$$

$$V_O := \frac{q_O \cdot L_V}{2}$$

$$V_S := \frac{q_S \cdot L_V}{2}$$

$$V_O = 333 \text{kg}$$

$$V_S = 348 \text{kg}$$

$$V_{o\max} := \frac{q_o \cdot L_v}{2} + q_o \cdot \frac{h}{2} \quad V_{s\max} := \frac{q_s \cdot L_v}{2} + q_s \cdot \frac{h}{2}$$

$$V_{o\max} = 349 \text{ kg} \quad V_{s\max} = 365 \text{ kg}$$

$$V_u := 1.4 \cdot (V_o + V_s)$$

$$V_u = 953 \text{ kg}$$

Cálculo del Cortante de agrietamiento

$$V_i := \frac{(q_o + q_s) \cdot L_v}{2} + (q_o + q_s) \cdot \frac{h}{2}$$

$$V_i := 953 \text{ kg}$$

$$b_w := 7 \text{ cm}$$

$$d_p := 0.8 \cdot h$$

$$d_p = 16 \cdot \text{cm}$$

$$f_{pe} := - \left(\frac{P_o}{A_\infty} + \frac{P_o \cdot e_\infty \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} \right) \quad f_{20} := \frac{M_{po} \cdot C_{2\infty}}{I_\infty}$$

$$f_{pe} = -49.51 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{20} = 4.394 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cre} := \frac{I_\infty}{C_{2\infty}} \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + |f_{pe}| - |f_{20}| \right)$$

$$M_{cre} = 506 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$V_{ci} := \frac{\sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{20} \cdot b_w \cdot d_p + \frac{V_i \cdot M_{cre}}{M_\infty}$$

$$V_{ci} := 1152 \text{ kg}$$

Cálculo del Cortante de agrietamiento en el alma

$$\alpha := 0.32143$$

$$V_p := P_o \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_p = 938 \text{ kg}$$

$$V_{cw} := 0.93 \cdot \left(\sqrt{f'_c} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \cdot f'_{pu} \right) \cdot b_w \cdot d_p + V_p$$

$$V_{cw} = 419110 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{V_{ci}}{V_{cw}} \cdot V_{cw} \rightarrow V_c := 1152 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_n := V_c + V_s \rightarrow V_u \leq 0.9 V_c$$

$$953 \cdot \text{kg} \leq 1037 \cdot \text{kg}$$

Verificación de Deflexiones:

Verificación en transferencia

$$P_i := n \cdot P_o$$

$$P_i = 2525 \text{ kg}$$

$$E_{cc} := 270114 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta_{pi} := \frac{P_i \cdot e_o \cdot L_v^2}{8 \cdot E_{cc} \cdot I_o} \quad \Delta_{pp} := \frac{5 \cdot q_{po} \cdot L_v^4}{384 \cdot E_{cc} \cdot I_o}$$

$$\Delta_{pi} = 0.92 \cdot \text{cm} \quad \Delta_{pp} = 0.38 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_o := \Delta_{pp} - \Delta_{pi}$$

$$\Delta_o = -0.54 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_{admtran} := \frac{L_v}{300} = 1.333 \cdot \text{cm}$$

Verificación en Servicio

$$E_{cp} := 282495 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta_{\infty} := \frac{5 \cdot (q_o + q_s) \cdot L_v^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{\infty}}$$

$$\Delta_{\infty} = 0.304 \cdot \text{cm}$$

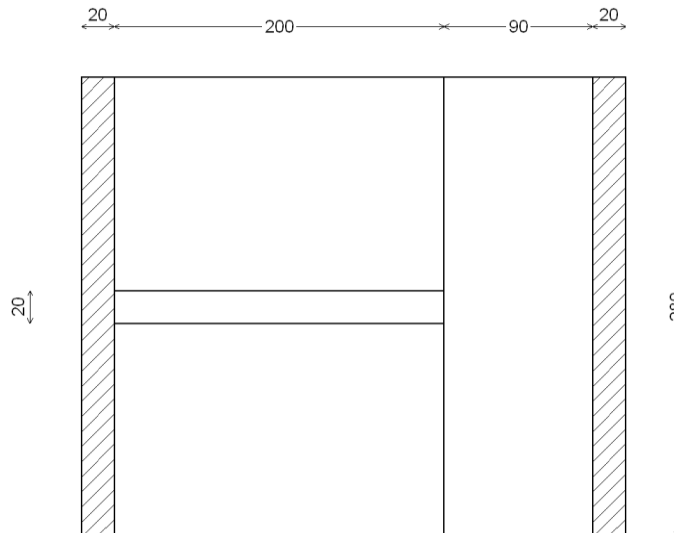
$$\Delta_{\text{admser}} := \frac{L_v}{240} + 0.5 \text{cm} = 2.2 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_{\infty} \leq \Delta_{\text{admser}}$$

3.10. Cálculo de la Escalera

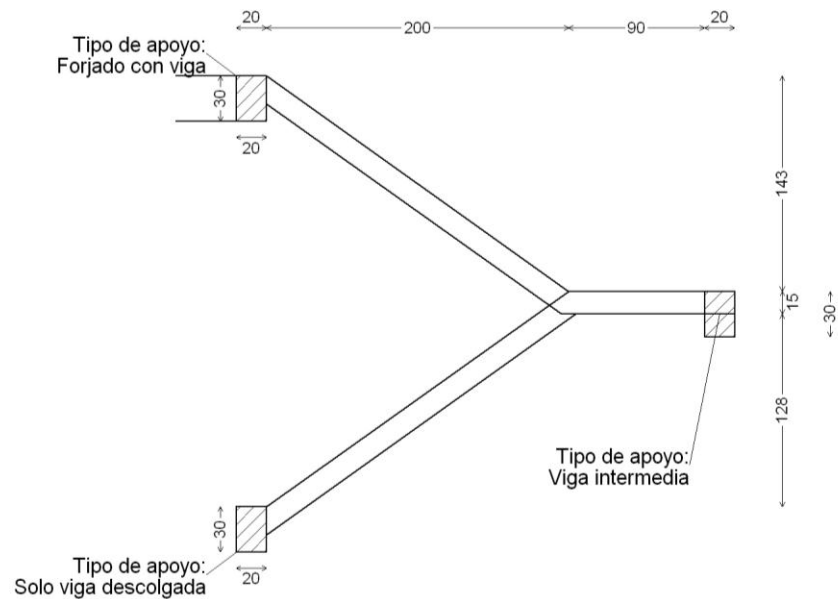
Se realizará la verificación de una de las escaleras que tenga la luz más grande, de modo que se comparen los resultados con los obtenidos mediante el cálculo estructural realizado por el programa computacional CYPECAD.

Figura N° 3.6 Vista en Planta de la Escalera



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 3.7 Vista en Corte de la Escalera.



Fuente: Elaboración propia

Canto de la viga del apoyo superior: 0.30 m

Canto de la viga del apoyo inferior: 0.30 m

Canto de la viga del apoyo intermedio: 0.30 m

3.10.1 Cargas

Peso propio losa (espesor x 2.5 t/m³) = 0.375 t/m²

Peldaño = 0.200 t/m²

Barandillas = 0.100 t/m

Sobrecarga de uso = 0.400 t/m²

3.10.2. Resultado del cálculo y armaduras

3.10.2.1. Armadura longitudinal

Momento de cálculo inferior = 2.66 t·m

Momento de cálculo superior (negativos) = 1.66 t·m

- Tramo superior

Armadura inferior $\varnothing 16$ c/ 0.300 m.

Armadura superior $\varnothing 12$ c/ 0.300 m.

- Tramo inferior

Armadura inferior $\varnothing 16$ c/ 0.300 m.

Armadura superior $\varnothing 12$ c/ 0.300 m.

Arranque inferior en apoyo $\varnothing 12$ c/ 0.300 m.

- Descansillo

Armadura inferior en descansillo $\varnothing 16$ c/ 0.300 m.

Armadura superior en descansillo $\varnothing 12$ c/ 0.300 m.

3.10.2.2. Armadura transversal

+ en tramos inclinados: barras rectas con patillas en los extremos

- Tramo superior

Armadura superior $\varnothing 8$ c/ 0.300 m.

Armadura inferior $\varnothing 8$ c/ 0.300 m.

- Tramo inferior

Armadura superior $\varnothing 8$ c/ 0.300 m.

Armadura inferior $\varnothing 8$ c/ 0.300 m.

+ en descansillos: barras rectas con patillas en los extremos

Momento de cálculo de armadura transversal superior = 2.14 t·m

Armadura superior $\varnothing 16$ c/ 0.300 m.

Armadura inferior $\varnothing 8$ c/ 0.300 m.

3.10.3. Medición

Cuadro N° 3.2: Medición por Tramo de la Escalera

Tramo	Armaduras	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	AH-400 Control Normal (Kg)
- Tramo inferior	Longitudinal inferior	Ø16	5	331	1655	26.12
- Tramo superior	Longitudinal inferior	Ø16	5	417	2085	32.91
- Tramo inferior	Longitudinal superior	Ø12	5	420	2100	18.64
- Tramo inferior	Longitudinal arranque	Ø12	5	80	400	3.55
- Descansillo	Transversal inferior	Ø8	4	301	1204	4.75
- Descansillo	Transversal superior	Ø16	4	301	1204	19.00
- Tramo inferior	Transversal inferior	Ø8	9	151	1359	5.36
- Tramo inferior	Transversal superior	Ø8	9	151	1359	5.36
- Tramo superior	Transversal inferior	Ø8	8	151	1208	4.77
- Tramo superior	Transversal superior	Ø8	9	151	1359	5.36
- Tramo superior	Longitudinal superior	Ø12	5	340	1700	15.09
- Descansillo	Longitudinal inferior	Ø16	5	162	810	12.78
- Descansillo	Longitudinal superior	Ø12	5	167	835	7.41
- Ojo	Longitudinal inferior	Ø16	1	131	131	2.07
- Ojo	Longitudinal superior	Ø12	1	131	131	1.16
					Total	164.36

3.10.4. Peldaño

Huella=0.300 m

ContraHuella=0.20 m

Número de peldaños = 7

3.11. Presupuesto General

Se detalla a continuación el presupuesto general de lo obra, tomando como referencia los precios unitarios y los cómputos métricos

Cuadro N° 3.3: Presupuesto General de la Obra BLOQUE A

Ítem	Descripción Por Ítem	Unid.	Cant.	Precio Unitario Numeral	Precio Total Numeral
1	Trazado y replanteo	m2	448.28	15.20	6813.86
2	Excavación de 0-1,50 m suelo duro	m3	90.11	107.52	9688.47
3	Relleno y compactado c/saltarina sin mat.	m3	41.17	114.53	4715.23
4	Hormigón armado-zapatatas	m3	23.51	2607.35	61302.06
5	Hormigón armado sobre cimiento	m3	12.14	2963.71	35977.96
6	Cimiento de hormigón ciclopeo	m3	26.87	551.72	14823.61
7	Impermeabilización de sobre cimientos c/polietile	m2	46.17	22.53	1040.21
8	Columnas de hormigón armado	m3	19.07	3744.61	71396.61
9	Vigas de hormigón armado	m3	43.73	3942.70	172398.01
10	Botaguas de ladrillo	ml	110.90	490.96	54447.46
11	Losa alivianada de h 20cm c/ viguetas + plastoform	m2	464.38	314.68	146131.89
12	Escalera de hormigón armado	m3	2.70	3746.01	10129.21
13	Muro de ladrillo 6 h. e=18	m2	970.31	216.93	210490.43
13	Cielo falso bajo estructura metálica	m2	503.32	151.73	76367.98
15	Cielo raso bajo losa	m2	100.66	107.92	10863.55
16	Revoque exterior cal-cemento	m2	934.73	147.25	137639.73
17	Contrapiso de cemento (ho 1:3:4) mas empedrado	m2	516.78	128.69	66504.10
18	Piso de cerámica esmaltada	m2	1163.87	224.50	261289.38

19	Zócalo de cerámico esmaltada h=0,1m	ML	998.82	41.68	41630.61
20	Revoque y enlucido interior con yeso	m2	1145.31	83.61	95758.95
21	Revestimiento de azulejo para interior	m2	41.70	205.93	8587.28
22	Pintura interior latex	m2	1041.65	33.82	35228.43
24	Prov. y coloc. puerta tabl 2" marc 2*4"	m2	44.08	1344.34	59258.51
25	Prov. y coloc. ventana madera	m2	81.04	447.68	36279.99
26	Pintura al aceite s/carp. de madera	m2	44.08	86.40	3808.51
27	Pintura exterior latex	m2	934.73	29.78	27836.41
28	Provisión y colocación de vidrios e=3mm	m2	228.03	93.58	21338.58
29	Cubierta de calamina ondulada n° 28	m2	764.32	176.07	134573.82
30	Cercha metálica	ml	710.50	149.36	106120.28
31	Cumbrera de calamina	ml	56.20	75.64	4250.97
32	Quincallería puertas	Pza	30.00	389.28	11678.40
33	Quincallería ventanas	Pza	36.00	225.76	8127.36
34	Provisión inodoro blanco con tanque bajo	Pza	10.00	722.19	7221.90
35	Provisión de lavaplatos inoxidable	Pza	2.00	627.79	1255.58
Presupuesto Gral. Del Proyecto Bs.					1954975.31

Son: Un millón novecientos cincuenta y cuatro mil novecientos setenta y cinco 31/100 bolivianos

Tipo de Cambio = 6.96 \$us

Presupuesto Gral. Del Proyecto \$us = 280887.26 \$us

Cuadro N° 3.4: Presupuesto General de la Obra BLOQUE B

Ítem	Descripción Por Ítem	Unid.	Cant.	Precio Unitario Numeral	Precio Total Numeral
1	Trazado y replanteo	m2	144.16	15.20	2191.23
2	Excavación de 0-1,50 m suelo duro	m3	38.03	107.52	4088.80
3	Relleno y compactado c/saltarina sin mat	m3	16.23	114.53	1859.17
4	Hormigón armado-zapatas	m3	1.25	2607.35	3248.11
5	Hormigón armado sobre cimiento	m3	4.57	2865.36	13080.37
6	Cimiento de hormigón ciclopeo	m3	10.96	551.72	6044.64
7	Impermeabilización de sobre cimientos c/polietile	m2	19.05	22.53	429.20
8	Columnas de hormigón armado	m3	9.98	3744.61	37352.48
9	Vigas de hormigón armado	m3	10.34	3647.67	37700.49
10	Botaguas de ladrillo	ml	47.50	490.96	23320.60
11	Losa alivianada de h 20cm c/ viguetas + plastoform	m2	262.16	314.68	82496.51
12	Escalera de hormigón armado	m3	1.92	3746.01	7192.34
13	Muro de ladrillo 6 h. e=18	m2	353.29	216.93	76639.74
14	Cielo raso bajo losa	m2	262.16	0.00	0.00
15	Revoque exterior cal-cemento	m2	314.41	147.25	46296.50
16	Contrapiso de cemento (ho 1:3:4) mas empedrado	m2	131.08	128.69	16868.69
17	Piso de cerámica esmaltada	m2	262.16	224.50	58854.92
18	Zócalo de cerámico esmaltada h=0,1m	ML	239.10	41.68	9965.69
19	Revoque y enlucido interior con yeso	m2	525.37	83.61	43925.77
20	Revestimiento de azulejo para interior	m2	23.40	205.93	4818.76

21	Pintura interior latex	m2	501.24	33.82	16951.77
22	Prov. y coloc. puerta tabl 2" marc 2*4"	m2	10.26	1344.34	13792.93
23	Prov. y coloc. ventana madera	m2	26.26	447.68	11756.08
24	Pintura al aceite s/carp. de madera	m2	36.52	86.40	3155.33
25	Pintura exterior latex	m2	289.58	29.78	8623.54
26	Provisión y colocación de vidrios e=3mm	m2	21.20	93.58	1983.43
27	Impermeabilización de losas	m2	152.29	131.64	20046.80
28	Quincallería puertas	Pza	14.00	368.05	5152.70
29	Quincallería ventanas	Pza	24.00	225.76	5418.24
30	Provisión inodoro blanco con tanque bajo	Pza	6.00	645.56	3873.36
Presupuesto Gral. Del Proyecto Bs.					567128.18

Son: Quinientos sesenta y siete mil ciento veinti ocho 18/100 bolivianos

Tipo de Cambio = 6.96 \$us

Presupuesto Gral. Del Proyecto \$us = 81483.93 \$us

3.12. Especificaciones Técnicas.

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago.

Ver las especificaciones técnicas en el Anexo IX

3.13. Cronograma de Actividades.

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del Núcleo Educativo Emborozú Módulo I. Según el cronograma mostrado a continuación se tiene planificada la construcción por bloques para el modulo I, en aproximadamente 340 días (Bloque A) Y 290 (Bloque B) calendario.

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES BLOQUE A

N°	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	N° DE DIAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	EX-AVACION DE 0-1.50 m SUELO DURO	M3	110	18	■										
2	HORMIGON ARMADO-ZAPATAS	M3	24	12		■									
3	CIMIENTO	M3	36	15		■									
4	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT	M3	51	6			■								
5	HORMIGON ARMADO SOBRECIMIENTO	M3	12	6			■								
6	IMPERMEAB. DE SOBRECIMIENTOS C/POLIETILE	M2	46	5				■							
7	COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO	M3	19	20			■								
8	VIGAS DE HORMIGON ARMADO	M3	45	20				■							
9	BOTAGUAS DE LADRILLO	ML.	222	20					■						
10	LOSA ALIAMANADA DE H 20cm C/ VIGUETA S + PLASTOFORM	M2	101	30						■					
11	ESCALERA DE HORMIGON ARMADO	M3	3	20							■				
12	MURO DE LADRILLO 6 H. E=18	M2	1.131	10								■			
13	CIELO FALSO BAJO ESTRUCTURA METALICA	M2	503	15									■		
14	CIELO RASO BAJO LOSA	M2	503	7										■	
15	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO	M2	935	15											■
16	CONTRAPISO DE CEMENTO (HO 1:3:4) MAS EMPEDRADO	M2	698	15											■
17	PISO DE CERAMICA ESMALTADA	M2	1.363	10											■
18	ZOCALO DE CERAMICO ESMALTADA H=0,1m	ML	999	10											■
19	REVOQUE Y ENLUCIDO INTERIOR CON YESO	M2	1.145	7											■
20	REVESTIMIENTO DE AZULEJO PARA INTERIOR	M2	19	8											■
21	PINTURA INTERIOR LATEX	M2	1.042	5											■
23	PROV. Y COLOC. PUERTA TABL 2" MARC 2'4"	M2	44	5											■
24	PROV. Y COLOC. VENTANA MADERA	M2	81	4											■
25	PINTURA AL ACEITE SICARP. DE MADERA	M2	44	6											■
26	PINTURA EXTERIOR LATEX	M2	935	15											■
27	PROVISION Y COLOCACION DE VIDRIOS e=3mm	M2	228	6											■
28	CUBIERTA DE CALAMINA ONDULADA N° 28	M2	764	15											■
29	CUMBRERA DE CALAMINA	ML	56	7											■
30	QUINCALLERIA PUERTAS	PZA	30	5											■
31	QUINCALLERIA VENTANAS	PZA	36	5											■
32	ILUMINACION ELECTRICA FLUORESCENTE 1 X 40 W	PTO	54	8											■
33	PROV. DE LAVAMANOS C/PEDESTAL +GRIFO	PZA	8	5											■
34	PROV. DE INODORO BLANCO T ANQUEBAJO	PZA	10	5											■
35	PROV. E INST.LAVAPLATOS ACERO INOXD. 1PO	PZA	2	6											■
36	SUMIDERO DE PISO DE 6"	PZA	2	3											■
37	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC 1/2"	ML	16	6											■
38	INSTALACION DE PUNTO DE PLOMERIA	PZA	10	6											■
39	PROV. Y COLOC. MAT. INST. SANITARIA D=2"	ML	15	7											■
40	PROV. Y COLOC. MAT. INST. SANITARIA D=4"	ML	12	7											■
41	CAMARA DE INSPECCION DE LADRILLO 60X60CM	PZA	2	5											■

Fuente: Elaboración Propia.

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES BLOQUE B

N°	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	N° DE DIAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	EXCAVACION DE 0-1,50 m SUELO DURO	M3	42,49	4	■									
2	HORMIGON ARMADO-ZAPATAS	M3	1,25	6	■									
3	CIMIENTO	M3	16,20	12	■	■								
4	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT	M3	18,93	3	■	■	■							
5	HORMIGON ARMADO SOBRECIMIENTO	M3	5,06	12	■	■	■	■						
6	IMPERMEAB. DE SOBRECIMIENTOS C/POLIETILE	M2	19,05	4	■	■	■	■						
7	COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO	M3	13,48	14	■	■	■	■	■					
8	VIGAS DE HORMIGON ARMADO	M3	10,34	14	■	■	■	■	■	■				
9	LOSA ALIVIANADA DE H 20cm C/ VIGUETAS + PLASTOFORM	M2	52,43	18	■	■	■	■	■	■	■			
10	MURO DE LADRILLO 6 H. E=18	M2	353,29	25	■	■	■	■	■	■	■	■		
11	BOTAGUAS DE LADRILLO	M/L.	87,20	12	■	■	■	■	■	■	■	■		
12	CIELO RASO BAJO LOSA	M2	262,16	10	■	■	■	■	■	■	■	■		
13	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO	M2	314,41	12	■	■	■	■	■	■	■	■		
14	ESCALERA DE HORMIGON ARMADO	M3	2,70	7	■	■	■	■	■	■	■	■		
15	CONTRAPISO DE CEMENTO (HO 1:3:4) MAS EMPEDRADO	M2	131,08	10	■	■	■	■	■	■	■	■		
16	PISO DE CERAMICA ESMALTADA	M2	262,16	10	■	■	■	■	■	■	■	■		
17	ZOCALO DE CERAMICO ESMALTADA H=0,1m	M/L	273,90	12	■	■	■	■	■	■	■	■		
18	REVOQUE Y ENLUCIDO INTERIOR CON YESO	M2	598,11	15	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
19	REVESTIMIENTO DE AZULEJO PARA INTERIOR	M2	35,10	8	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
20	PINTURA INTERIOR LATEX	M2	596,71	15	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
21	PROV. Y COLOC. PUERTA TABL 2" MARC 2'4"	M2	10,26	4	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
22	PROV. Y COLOC. VENTANA MADERA	M2	26,26	4	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
23	PINTURA AL ACBTE S/CARP. DE MADERA	M2	36,52	2	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
24	PINTURA EXTERIOR LATEX	M2	314,41	15	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
25	PROVISION Y COLOCACION DE VIDRIOS e=3mm	M2	21,20	7	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
26	IMPERMEABILIZACION DE LOSA	M2	152,29	8	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
27	QUINCALLERIA PUERTAS	PZA	15,00	5	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
28	QUINCALLERIA VENTANAS	PZA	26,00	4	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
29	ILUMINACION ELECTRICA FLUORESCENTE 1 X 40 W	PTO	20,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
30	PROV. DE LAVAMANOS C/PEDESTAL +GRIFO	PZA	4,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
31	PROV. DE INODORO BLANCOTANQUE BAJO	PZA	6,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
32	SUMIDERO DE PISO DE 6"	PZA	2,00	4	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
33	PROV. Y TEND. TUBERIA PVC 1/2"	ML	16,00	14	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
34	INSTALACION DE PUNTO DE PLOMERIA	PZA	10,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
35	PROV. Y COLOC. MAT. INST. SANITARIA D=2"	ML	15,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
36	PROV. Y COLOC. MAT. INST. SANITARIA D=4"	ML	12,00	10	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
37	CAMARA DE INSPECCION DE LADRILLO 60X60CM	PZA	2,00	7	■	■	■	■	■	■	■	■	■	

Fuente: Elaboración Propia.

IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Del presente proyecto “Diseño Estructural Núcleo educativo Emborozú Módulo I”, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

4.1. Conclusiones

Este proyecto sirvió como agente articulador de los conocimientos adquiridos dentro y fuera de la universidad a lo largo de los cinco años académicos de formación en el programa de ingeniería civil, dejando una base sólida para futuros trabajos y retos.

- Se logró diseñar los elementos estructurales en base a los lineamientos de la Norma Boliviana del hormigón CBH-87 que continúa vigente en nuestro país.
- Se diseñaron juntas de asentamientos para separar la estructura y cada subestructura trabaja independientemente una de la otra.
- Se realizó la verificación de los resultados obtenidos del programa CYPECAD mediante el cálculo manual.
- En el diseño de zapatas individuales o comúnmente llamadas zapatas aisladas se escogieron zapatas cuadradas, porque constructivamente son mucho más realizables, además de que resultan más económicas, otro punto es que estas zapatas se las puede construir mas rápidamente, se necesitaría menos mano de obra para ejecutarlas y habría una reducción del costo en cuanto a mano de obra.
- Se escogieron losas alivianadas prefabricadas de hormigón pretensado por razones de ahorrar en mano de obra, porque al hacer una losa maciza se necesitaría más personal calificado en la complicada y laboriosa tarea de colocar la armadura, armar el encofrado y vaciado de la respectiva losa, y el tiempo que se necesita para llevar a cabo esas actividades es demasadamente largo, al demorar más el avance de la obra implicaría mayor costo, otro punto importante es que la losa alivianada cumple la función de alivianar el peso de la estructura, al disminuir el peso, provocarían menos solicitaciones de cargas, generan menores torsiones en

las vigas y por ende no necesitaría demasiada armadura a tracción y mucho menos a compresión. Además que al utilizar las viguetas de hormigón pretensado se alcanzan mayores luces, lo que acontece en el proyecto.

- Cuando se realizan cálculos de la armadura en escaleras, se observa que no es necesario considerar el ángulo de inclinación, sino que se calcula de manera fácil y segura, utilizando el método de diseño de una losa en una dirección para determinar su armadura longitudinal, y aunque no es necesaria armadura transversal se coloca para la contracción.

4.2. Recomendaciones

- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas; se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Para la cubierta, se debe realizar un tratamiento de impermeabilización en la azotea para el bloque A y así evitar filtraciones y para el bloque B se sugiere con pinturas aislante para evitar la corrosión de los perfiles metálicos.
- Se recomienda en el diseño de zapatas cuadradas como también zapatas combinadas, para hallar su área requerida de la zapata hacer coincidir su centro de gravedad de la zapata con el centro de presiones de las cargas, de esta manera se obtendrán presiones de contacto uniformemente distribuidas o lineales.
- Se recomienda que se debe verificar la capacidad portante del suelo donde se encuentran las juntas de asentamientos.
- Se recomienda usar varillas de diámetro menor que varillas gruesas por varias razones, la primera porque una varilla de menor diámetro resulta más económica, fácil de adquirir, es más maleable o manejable, y porque posee más propiedades de adherencia con el concreto que una varilla de diámetro mayor.